

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Thèse de Doctorat

Présentée à l'Université 08 mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présentée par : **BOURAS Faouzi**

**Thème : Instabilités des éléments de structures en bois
en zones sismiques**

Sous la direction de : **Dr NAFA Zahreddine**

Devant le jury

Prof. Benouis A.H.

Université Guelma

Président

Prof. Redjel B.

Université d'Annaba

Examineur

Prof. Houari H.

Université de Constantine

Examineur

Dr Chaplain M.

Université de Bordeaux

Invitée (Co-encadreur)

Juin 2015

*A la mémoire de mes parents
et à celle de mon frère Kamel*

AVANT PROPOS

Je tiens tout d'abord et avant tout à remercier Dieu tout puissant qui m'a donné la force pour mener à terme ce modeste travail de recherche.

Je tiens à remercier très sincèrement Monsieur Zahreddine Nafa maître de conférences (HDR), université de Guelma de m'avoir proposé ce sujet de thèse en étroite collaboration avec mademoiselle Myriam CHAPLAIN I2M-GCE université de Bordeaux I. Je suis conscient que, sans eux, je n'aurais pas eu l'opportunité de réaliser ce travail. De plus, ils ont contribué, pour une large part, au bon déroulement de ce travail.

Je remercie également monsieur le Professeur Denis Breysse qui m'a accueilli au sein de son laboratoire I2M-GCE Université de Bordeaux I. J'ai une pensée toute particulière au défunt professeur Philippe Casterat mon premier directeur de laboratoire (ex US2B).

Je suis très sensible à l'intérêt que Monsieur A.Halim Benouis, Professeur à l'Université de Guelma et Président de mon jury, ainsi que Monsieur Houari Hacem, Professeur à l'université de Constantine et Monsieur Bachir Redjel professeur à l'université d'Annaba, ont manifesté à l'égard de ce travail en acceptant d'examiner mon travail.

Toute ma gratitude à Monsieur Garcia "l'Oranais" , FCBA de Bordeaux, qui nous a ouvert les portes du laboratoire de mécanique et sans qui, les essais de torsion n'auraient pas vu le jour.

Mes amicales pensées à tous les membres du laboratoire de l'I2M-GCE pour leur précieuse collaboration. Je pense, plus particulièrement, à Christophe, Philippe, Bernard, Corrine... Carole et Sylvie de Pierroton. Je m'excuse auprès de ceux que j'ai oublié.

Je ne saurais oublier mes compagnons de galère, pour leur amitié et la bonne ambiance générale de travail et de camaraderie. Je pense, en particulier, Phan, Cécile , Anne, Julie, Boris...

A tous les membres du département de génie civil et d'hydraulique de l'université de Guelma ainsi que ceux du laboratoire LGCH, je dis merci.

Enfin, je tiens à rendre un grand hommage à ma femme, à ma fille et à tous les membres de ma famille. Qu' ils soient remerciés pour leur patience pendant toutes ces années durant lesquelles je ne leur ai pas toujours consacré le temps nécessaire.

RESUME

Le but de cette thèse est d'étudier les instabilités auxquelles sont soumis les principaux éléments de structures en bois implantées en zones sismiques. L'étude est focalisée sur le flambement de poteaux et le déversement de poutres qui sont les deux principales instabilités observées. La méthodologie suivie est principalement expérimentale : Deux campagnes de mesures sont réalisées, elles sont suivies d'une analyse, d'un traitement des résultats et d'une proposition de modélisation. Les principaux essais sont la compression et la torsion cyclique à des fréquences avoisinant la fréquence moyenne des séismes (1 Hz). L'approche de modélisation suivie est celle basée sur la mécanique de l'endommagement

Mots clefs: Bois, flambement, torsion, essais cycliques en flambement, essais cycliques en torsion.

ملخص

الهدف من هذه الرسالة هو دراسة حالات عدم الاستقرار التي تتعرض لها العناصر الرئيسية في الهياكل الخشبية المتواجدة في المناطق الزلزالية. وركزت الدراسة على الانبعاج والالتواء وهما الحالتين الرئيسيتين لعدم الاستقرار الملاحظة. تتمثل المنهجية المتبعة في التجارب المخبرية. أجريت مجموعتين من التجارب واتبعت بتحليل و علاج النتائج ثم اقتراح النمذجة. الاختبارات الرئيسية هي الضغط والالتواء الدوري بترددات تقترب من متوسط تواتر الزلازل (1 هرتز). تركز النمذجة في هذه الدراسة على أساس ميكانيكا الضرر
كلمات مفتاحية: خشب, الانبعاج, الالتواء, تجارب انبعاج دورية, تجارب التواء دورية

ABSTRACT

The aim of this thesis is to study the instabilities which occur in main elements of wooden structures implanted in seismic zones. The study focused on the buckling columns and dumping of beams which are the two main observed instabilities. The methodology is mainly experimental Two measures set are made; they are followed by an analysis, a treatment of the results and a modelling proposal. The main tests are compression and cyclic torsion at frequencies approaching the average frequency of earthquakes (1 Hz). The modelling approach is based on damage mechanics.

Key words : Wood, buckling, torsion, buckling cyclic tests, torsion cyclic tests

SOMMAIRE

	<i>page</i>
Introduction	1
Chapitre I Etude bibliographique	4
I-1 Le matériau bois.....	4
I.1. Le matériau bois	4
I.1.1. Le bois dans la construction.....	4
I.1.2. Anatomie du bois.....	5
I.1.3. Comportement mécanique du bois.....	8
I.1.4. Propriétés élastiques.....	10
I.1.5. Mesure des caractéristiques élastiques.....	11
I.1.6. Relation contraintes - déformations (σ - ϵ).....	12
I.1.7. Du matériau à la poutre : influence des nœuds.....	14
I.1.8. Bois reconstitué.....	17
I.1.9. Effets de l'humidité et du temps de chargement.....	20
I.1.10. Comportement cyclique	25
I.2. Aspects théoriques des instabilités géométriques.....	26
I.2.1. Le flambement.....	27
I.2.2. Le déversement.....	29
I.2.3. Superposition de plusieurs modes d'instabilité.....	33
I.2.4. Instabilité et structures bois.....	34
I.3. Comportement des structures en bois en zones sismiques...	35
CHAPITRE II. Etude expérimentale	38
II.1. Le flambement.....	38
II.1.1. Dispositif d'essai.....	38
II.1.1.2. Les éprouvettes.....	40
II.1.1.3. Planning expérimental.....	41
II.1.1.3.1. Introduction.....	41
II.1.1.3.2. Essais Post flambement.....	42
II.1.1.3.3. Pré-flambement.....	43
II.1.2. La torsion.....	46
II.1.2.1. Dispositif d'essai.....	46
II.1.2.2. Les éprouvettes :.....	47
II.1.2.3. Planning expérimental.....	48
II.1.2.3.1. Les essais monotones initiaux.....	48
II.1.2.3.2. Les essais monotones finaux.....	48
II.1.2.3.3. Les essais de torsion cycliques.....	49
II.1.3. Conclusion.....	50

CHAPITRE III. Résultats et discussion.....	53
III.1. Flambement.....	53
III.1.1. Post flambement.....	53
III.1.1.1. Essais monotones:.....	53
III.1.1.2. Essais cycliques.....	55
III.1.2. Pré-flambement.....	61
III.1.2.1. Essais monotones de compression.....	64
III.1.2.2. Essais statiques de flexion.....	64
III.1.2.3. Essais cycliques.....	64
III.2. La torsion.....	66
III.2.1. Essais monotones.....	66
III.2.2. Essais cycliques.....	67
III .3. Conclusion.....	70
CHAPITRE IV. Analyse et Modélisation du Dommage.....	73
IV.1. L'Endommagement.....	74
IV.1.1. Variable d'endommagement.....	74
IV.1.2. Mesure du dommage.....	75
IV.1.2.1. Variation du module d'élasticité	75
IV.1.2.2. Variation des caractéristiques de plasticité.....	76
IV.1.2.3. Variation de l'énergie dissipée.....	78
IV.2. Modélisation de l'endommagement du bois.....	78
IV.2.1. Expression analytique.....	78
IV.2.1.1. Evolution linéaire du cumul.....	78
IV.2.1.2. Evolution non linéaire du cumul.....	80
IV.2.2. Autres formulations de l'endommagement:.....	83
IV.2.2.1. Propagation des fissures :.....	83
IV.2.2.2. Approche énergétique.....	84
IV.3. Expression du modèle d'endommagement.....	84
IV.4. Analyse de l'endommagement par post flambement.....	85
IV.4.1. Détermination du paramètre de dommage.....	85
IV.4.1.1 Indicateurs de dommage basés sur l'évolution des contraintes..86	
IV.4.1.2. Indicateurs de dommage basés sur l'évolution des raideurs et de l'énergie.....	88
IV.5. Analyse de l'endommagement par torsion.....	92
IV.5.1. Indicateurs de dommage basés sur l'évolution des raideurs.....	93
IV.5.2. Indicateurs de dommage basés sur l'évolution de l'écoulement.....	93
IV.6. Durée de vie.....	94
IV.6.1. Modélisation de la durée de vie.....	94
IV. 7 Conclusion	97
Conclusion générale.....	100
Bibliographie.....	105

INTRODUCTION

Le bois est un matériau de construction qui arrive à concurrencer le béton armé ou l'acier. Une motivation essentielle pour l'utilisation du bois en structure est liée au fait qu'il possède quelques qualités technologiques exceptionnelles qui lui confèrent un rapport qualité/coût très intéressant.

De nos jours, le bois à l'état brut n'est utilisé en structure que très rarement car il présente certains défauts qui vont rendre ces propriétés mécaniques moins performantes, surtout dans des conditions de service sévères, on a alors recours à des techniques de transformations pour palier à ces inconvénients. Ces techniques consistent à essayer d'éliminer le maximum de ces défauts et à rendre le bois plus homogène. On obtient alors des matériaux d'ingénierie à base de bois (EWP: Engineering Wood Products) qui sont très largement utilisés et font l'objet d'un développement constant depuis de nombreuses années. Parmi ces produits, on citera les lamellés collés, les poutres en I, le LVL ainsi que tous les panneaux à base de bois que sont les agglomérés, les contre-plaqués, les panneaux de fibres de densité moyenne, les panneaux gaufrés, etc. Le lamellé-collé, produit très utilisé en structures, vise à atténuer les effets dus aux défauts du bois mais aussi à obtenir des éléments de dimensions importantes à partir d'éléments de plus petites tailles. Le bois est coupé en lamelles, les nœuds importants sont éliminés, les lamelles sont ensuite recollées pour obtenir des poutres plus homogènes avec des propriétés mécaniques plus performantes que celle du bois massif.

Les structures en bois sont très diverses, mais on retrouve souvent les éléments de base tels que les poteaux et les poutres. En service ces éléments peuvent être sujets à des sollicitations simples mais aussi, et le plus souvent, composées. Ces sollicitations peuvent être constantes dans le temps mais peuvent aussi varier avec des fréquences plus ou moins importantes, l'exemple le plus connu est le séisme. Sous ces sollicitations, la ruine des structures peut survenir par un manque de résistance d'un élément mais aussi à des instabilités géométriques locales.

Bien que l'utilisation du bois en structure n'est plus à démontrer, il en demeure néanmoins que le volume des études du comportement des structures en bois sous sollicitations dynamiques est inférieur à celui des études consacrées aux autres matériaux de construction comme le béton armé ou l'acier.

Le travail présenté ici s'intéresse donc à l'étude expérimentale et la modélisation du comportement d'éléments structuraux en bois soumis à des chargements cycliques entraînant une instabilité : flambement ou déversement. Les éléments structuraux que nous étudions principalement sont des poteaux et des poutres de structures en bois lamellé collé, LVL(laminted veneer lumber) ou en bois massif (épicéa). Ce travail s'intègre dans une démarche permettant de mieux dimensionner les structures en bois en zone sismique.

Le premier chapitre sera consacré à la recherche bibliographique. On y présentera le matériau bois, sa structure et son comportement mécanique, les produits dérivés du bois puis

le comportement des éléments de structure des constructions en bois dans les zones sismiques. On remarque déjà ici, la pauvreté de la littérature scientifique sur ce sujet (essais cycliques sur le bois). Ce fait a d'ailleurs été aussi une motivation et un défi pour se lancer dans cet axe de recherche et contribuer à son enrichissement. Le chapitre est clôturé par un résumé de l'aspect théorique des deux instabilités. La première partie abordera l'instabilité de flambement qui touche généralement les poteaux comprimés. La deuxième partie concernera l'instabilité de déversement des poutres.

L'étude expérimentale est abordée dans le deuxième chapitre. On y présentera les deux campagnes d'essais. La première qui consiste en des essais de flambement cyclique et la deuxième, concerne des essais de torsions cyclique. On trouvera donc la description des éprouvettes utilisées, les programmes d'essais réalisés,

Les différents résultats expérimentaux obtenus, un dépouillement, une analyse et des interprétations des résultats acquis sont présentés dans le chapitre trois.

Une approche de modélisation du comportement des poteaux comprimés en flambement cyclique et des poutres sous torsion cyclique est présenté dans le quatrième et dernier chapitre, il s'agit de l'application de la théorie de la mécanique de l'endommagement.

Enfin, ce travail sera ponctué par une conclusion générale dans laquelle nous faisons le point sur les différents résultats trouvés ainsi que les perspectives et orientations futures.

CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Le matériau bois

Le bois est un matériau d'origine végétale, que l'on peut appréhender à différentes échelles et niveaux de complexité. Il y a bien évidemment l'échelle de l'arbre ou de la planche, à laquelle le bois peut sembler homogène et continu, à l'exception de défauts facilement localisables tels que les nœuds. A une échelle plus petite, on remarque que le bois est formé de différentes couches de cellules de formes variées aux tailles et fonctions bien différentes. On s'aperçoit alors que le bois est loin d'être un milieu continu comportant plus de 60% de « vides ». Les parois des cellules peuvent, elles aussi, être décomposées en différentes couches ayant chacune une propriété bien différente, dépendant de la teneur et de l'organisation des trois polymères principaux du bois : la cellulose, l'hémicellulose et la lignine.

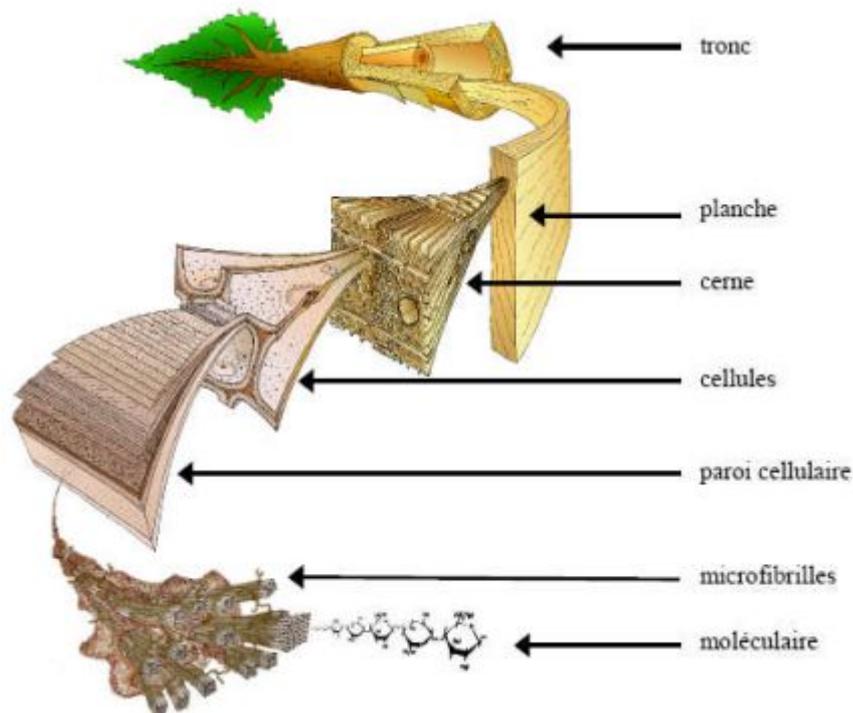


Figure I.1. Différentes échelles du bois [1]

I.1.1 Le bois dans la construction

Dans la construction, le bois est utilisé principalement sous deux formes :

-**bois massif**

-**bois reconstitué**

Le bois massif est utilisé principalement pour les éléments de charpente traditionnelle et son utilisation dépend surtout des habitudes des personnes locales.

Le bois reconstitue peut être fabriqué à partir de deux sous-produits tels que les sciures ou des bois de moindre qualité, ou à partir de composants en bois (lamelles par exemple). On distingue ainsi:

-Les panneaux : ces produits de grand format sont constitués d'éléments de placage fins, de lames de bois, de particules ou de fibres, assemblés par collage, pressage et/ou thermodurcissement d'un liant. De nombreux panneaux ont été mis au point en fonction de divers usages spécifiques

- Les poutres reconstituées : le Bois Lamellé Collé (BLC) et le LVL.

I.1.2 Anatomie du bois

I.1.2.1 Diversité des espèces

Il existe plusieurs milliers d'espèces botaniques ou essences qui sont classées en deux grandes familles :

-Les feuillus; on citera par exemple: le chêne pédoncule, le chêne rouvre, le hêtre le Chêne pubescent et le châtaignier...

-Les résineux comme le pin maritime, le pin sylvestre, l'épicéa, le sapin pectine et le douglas....

Chaque espèce a son propre domaine d'emploi dans la construction (charpente, poteau, coffrage, panneaux de contre-plaque, planches d'échafaudage...) résumée dans le tableau suivant:

	Essences								
	Epicéa	Chêne rouge	Pin maritime	Pin sylvestre	Sapin	Bouleau	Douglas	Peuplier	Chêne
Echafaudage									
Contre-plaqué									
Coffrage									
Poteau									
Charpente									

Tableau I.1. Exemple de l'utilisation du bois de construction par essence.

I.1.2.2 Description de l'anatomie du bois

Le bois est un tissu végétal, assimilable à un matériau composite, formé de cellules, canalisant la sève brute. Une grume comprend en son centre. Autour d'elle, se déposent, dans le cambium, les zones concentriques d'accroissement du bois (anneaux ligneux ou cernes), habituellement annuel dans nos régions tempérées.

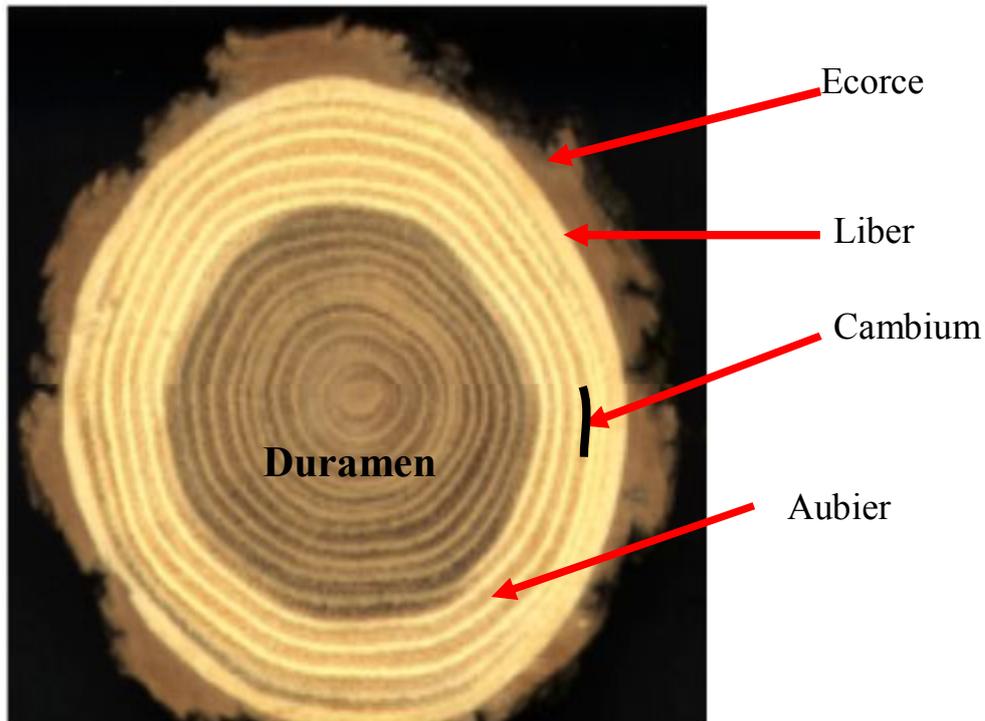


Figure I.2. Coupe d'un tronc d'arbre

Les cerne sont constitués par des cellules plus ou moins effilées, différenciées à partir du cambium. Les unes ont de grandes ouvertures cellulaires (bois de printemps ou bois initial), alors que les autres, en fin de cerne, ont des ouvertures étroites et des parois plus serrées (bois d'automne ou d'été, bois final).

Dans une grume, on distingue ensuite l'aubier, bois physiologiquement actif, perméable aux substances, moins dense, moins résistant que le duramen (bois parfait, bois de cœur) qui est un tissu mort, plus foncé, placé au centre du plan ligneux transversal (Figure I-2). Le vieillissement d'un tronc se traduit par la transformation progressive de l'aubier en bois de cœur. La répartition relative de ces deux zones dépend de l'âge et de l'espèce.

Sur le plan microscopique, le bois est un tissu végétal, assimilable à un matériau composite, formé de cellules, dont les membranes incrustées de lignine jouent un rôle de soutien. La lignine est la plus répandue, de toutes les substances qui créent la vie, c'est un polymère amorphe qui joue surtout un rôle de liant entre les parois cellulaires. Le bois est un matériau, constitué de fibres, donc hétérogène ce qui explique son caractère anisotrope. Il a donc une direction privilégiée de résistance maximale.

La figure (I-3) représente le plan ligneux d'un résineux, les tissus sont essentiellement formés de cellules allongées orientées parallèlement au tronc de 1 à 4 mm, représentant 90% de cellules allongées et élancées: les trachéides, qui sont associées à des canaux résinifères et des rayons médullaires constitués par des cellules de parenchymes.

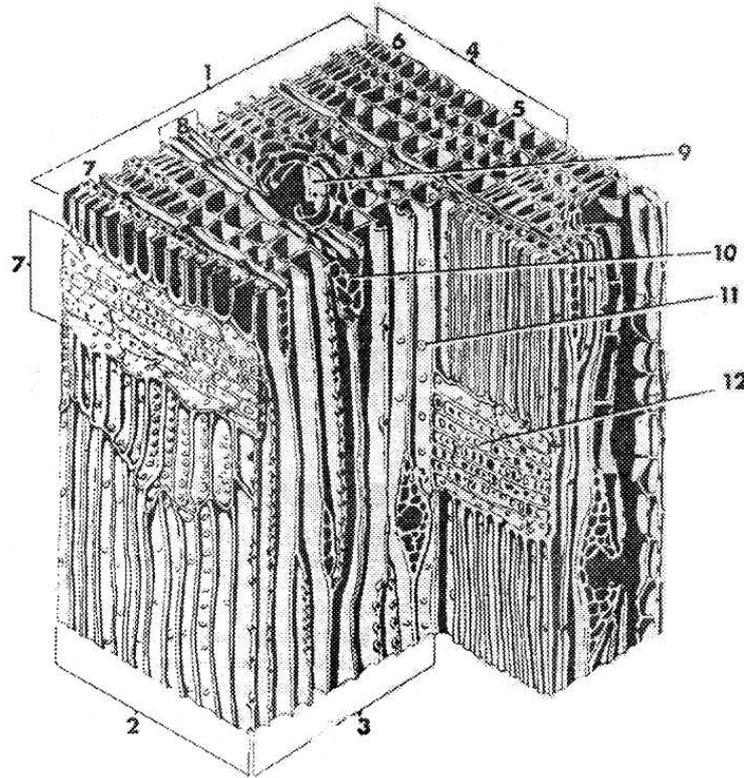


Figure I.3. Plan ligneux d'un résineux(1) section transversale, (2) section radiale, (3) section tangentielle,(4) cerne de croissance, (5) bois de printemps, (6) bois d'été, (7) et (8)rayons, (9) canaux résinifères verticaux, (10) canaux résinifères horizontaux, (11) et (12) ponctuations [2]

La figure (I-4) représente le plan ligneux d'un feuillu, la présence de vaisseaux, tissus de conduction, et la longueur des fibres distinguent le feuillu du résineux. Les feuillus ont une structure plus complexe. Les cellules sont disposées en tissus croisés : trachéides fibreuses et fibres filiformes. Cette structure leur confère une meilleure résistance au flambement.

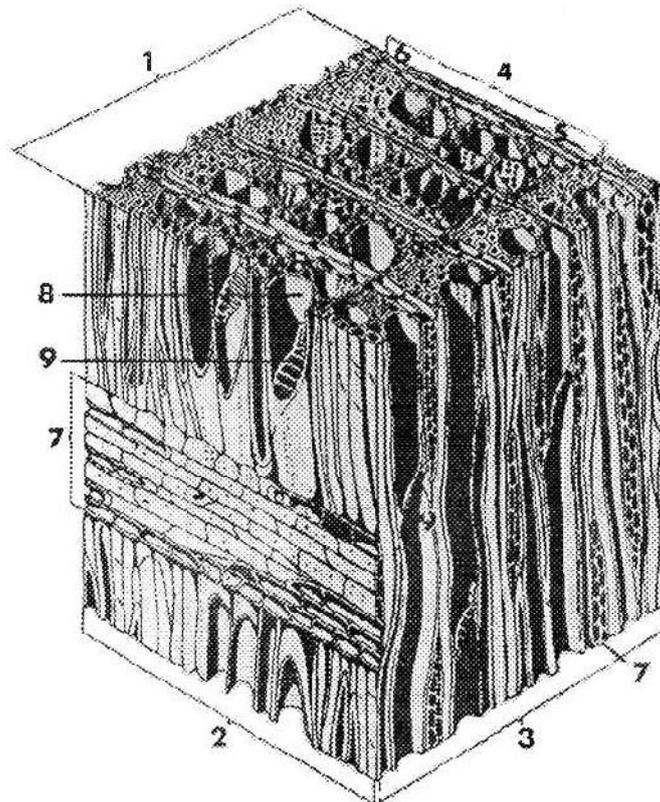


Figure I.4. Plan ligneux d'un feuillu:

- (1) section transversale, (2) section radiale, (3) section tangentielle,
(4) cernes de croissance, (5) bois de printemps, (6) bois d'été,
(7) rayons, (8) vaisseaux, (9) perforations [2]

I.1.3 Comportement mécanique du bois

Pour nos applications de flambement et torsion, nous considérons le matériau homogène afin de pouvoir lui appliquer la théorie de la mécanique des milieux continus.

Le bois est un matériau anisotrope, bien qu'en première application à un niveau local, le tronc d'arbre à une structure de type cylindrique avec une direction privilégiée qui est celle de la croissance en hauteur. Cela donne un premier modèle idéal (le plus simple); où le bois est considéré comme un empilement de couches cylindriques toutes identiques à elles-mêmes.

Dans un repère local, pour un élément cubique petit par rapport à la courbure locale du cylindre, le matériau bois possède trois plans de symétrie orthogonaux définis chacun par deux directions orthogonales préférentielles (figure I-5).

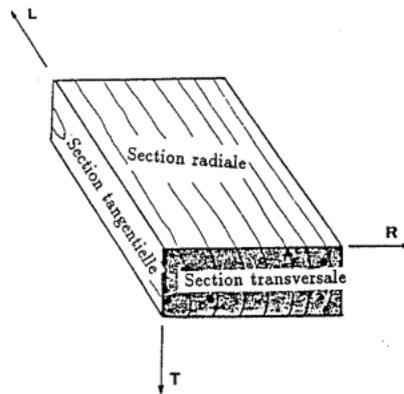


Figure I.5. Modèle d'orthotropie pour le bois : L, T, R

Nous avons les 3 directions d'orthotropie:

L- longitudinale: direction de l'axe du cylindre;

R- radiale: direction de la droite partant de l'axe du cylindre et contenue dans le plan perpendiculaire à L ;

T-tangentielle : intersection du plan localement tangent au cylindre et du plan perpendiculaire à L.

Ce qui donne les plans d'orthotropie suivant (figure I-6).

RT : plan transversal;

RL : plan radial;

TL : plan longitudinal tangentiel.

La direction l est la direction principale la plus évidente, souvent appelée 'sens du fil' ou 'direction de la fibre'. Les deux directions restantes sont dites transversales.

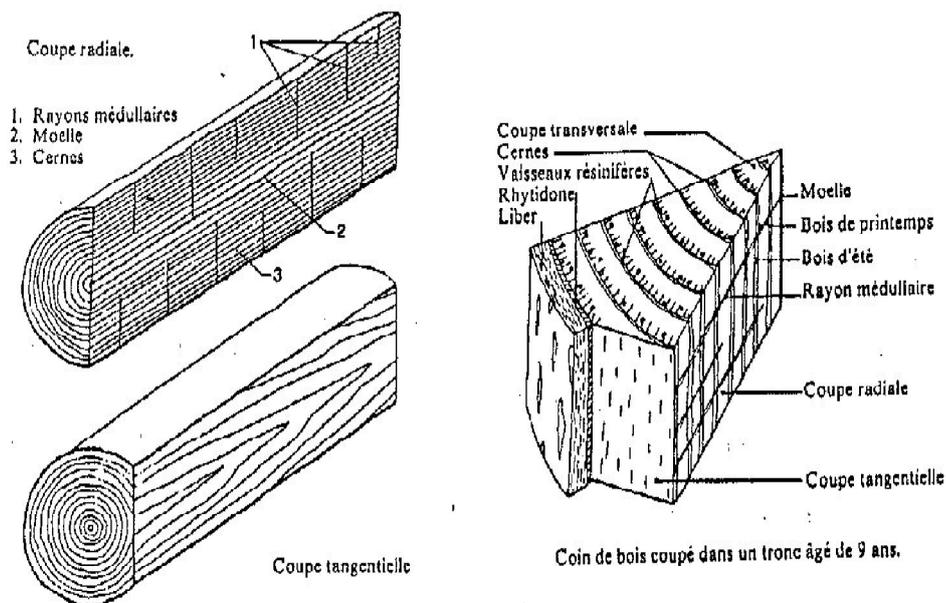


Figure I.6. Schéma de coupes des plans ligneux [3]

Les axes radiaux sont en réalité non parallèles mais convergent vers le centre de révolution du tronc, et la surface tangentielle n'est pas tout à fait plane, mais plutôt cylindrique. Néanmoins, l'habitude depuis les travaux de Carrington (1923) [4], est de considérer ces trois axes de symétrie géométrique comme des axes de symétrie élastique orthotrope (figure I-6)

La théorie classique de la mécanique des milieux continus utilisée pour d'autres matériaux de construction peuvent être utilisés pour le bois moyennant quelques hypothèses :

- les fibres longitudinales sont rectilignes et parallèles à l'axe du tronc;
- le tronc est cylindrique de révolution avec des cernes de croissance circulaires et concentriques;
- le matériau est globalement homogène à l'intérieur de la pièce étudiée.

I.1.4 Propriétés élastiques:

Le comportement du bois soumis à des charges qui n'induisent que de petites déformations, est assez bien représenté par la loi de Hooke généralisée à un matériau homogène élastique orthotrope [2] [4] [5].

Les matrices de déformations et de contraintes sont symétriques par définition. La relation de complaisance en notation condensée $\{\epsilon_{ij}\} = [S_{ij}]\{\sigma_j\}$ s'écrit pour les plans du repère (O, L, R, T) comme suit:

$$\begin{pmatrix} \epsilon_{LL} \\ \epsilon_{TT} \\ \epsilon_{RR} \\ \gamma_{TL} \\ \gamma_{LR} \\ \gamma_{RT} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_L} & -\frac{\nu_{LT}}{E_T} & -\frac{\nu_{LR}}{E_R} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{TL}}{E_L} & \frac{1}{E_T} & -\frac{\nu_{RT}}{E_R} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{RL}}{E_L} & -\frac{\nu_{TR}}{E_T} & \frac{1}{E_R} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{TL}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{LL} \\ \sigma_{TT} \\ \sigma_{RR} \\ \sigma_{TL} \\ \sigma_{LR} \\ \sigma_{RT} \end{pmatrix} \quad (I.1)$$

La symétrie de la matrice de souplesse est exprimée par la relation suivante:

$$\frac{\nu_{ij}}{E_i} = \frac{\nu_{ji}}{E_j} \quad i \text{ et } j = L, R, T \quad (I.2)$$

Les coefficients de Poisson doivent vérifier la condition de 'positivité' de l'énergie de déformation :

$$\phi = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ij} \cdot \epsilon_{ij} > 0 \quad i \text{ et } j = L, R, T \quad (I.3)$$

Formulation quadratique des contraintes du fait que $\{\varepsilon_{ij}\} = [S_{ijkl}]\{\sigma_{kl}\}$. Pour la vérifier, il suffit d'avoir la matrice des complaisances $[S_{ijkl}]$ positives, ce qui se traduit par la condition sur ses valeurs propres qui doivent être strictement positives. Les modules G et E étant positifs par définition, la condition se vérifie donc par des relations sur les coefficients de poisson [6]

$$1 - \nu_{23}\nu_{32} - \nu_{21}\nu_{12} - \nu_{13}\nu_{32}\nu_{21} - \nu_{31}\nu_{12}\nu_{23} - \nu_{31}\nu_{13} > 0 \quad (I.4)$$

$$1 - \nu_{12}\nu_{21} > 0, \quad 1 - \nu_{23}\nu_{32} > 0, \quad 1 - \nu_{31}\nu_{13} > 0 \quad (I.5)$$

Une forte anisotropie du matériau a été mentionnée par plusieurs chercheurs. Hearmon [4] a constaté un rapport des modules d'élasticité E_L/E_R qui varie pour des conifères, entre 40 et 182 et pour les feuillus entre 12 et 62. Avec la relation d'ordre suivante: $E_L \gg E_R > E_T$.

Bodig *et al.* [2] ont donné les rapports suivants:

$$\begin{aligned} E_L: E_R: E_T &\approx 20: 1,6: 1 \\ G_{LR}: G_{LT}: G_{RT} &\approx 10: 9,4: 1 \\ E_L: G_{LR} &\approx 14: 1 \end{aligned}$$

L'hypothèse d'orthotropie et de symétrie de la matrice de complaisance, réduit le nombre de termes indépendants de 81, pour le cas anisotrope général à 9.

Cela se traduit par:

$$\{\varepsilon_{ij}\} = [C_{ijkl}]\{\sigma_{kl}\} \text{ avec } i, j, k, l \in [1,3] \quad (I.6)$$

La mesure expérimentales des caractéristiques élastiques pour une essence de bois nécessite la mise au point d'éprouvettes appropriées et de modes opératoires spécifiques. La question a été abordée dans un nombre limité d'études.

I.1.5 Mesure des caractéristiques élastiques

Goodman et Bodig (1971) [6] ont repris les études expérimentales, depuis Hearmon (1948) [7], pour faire une analyse statistique, à la recherche d'une corrélation exponentielle entre paramètres élastiques et groupe de bois, classés en feuillus et résineux. Les mesures sont faites par des essais sur des poutres reconstituées, avec six orientations différentes en flexion et en torsion. Les poutres chargées à 10% de leur capacité de flexion, sont réutilisées pour la torsion.

Pour avoir une idée sur l'ordre de grandeur des valeurs des caractéristiques mécaniques, nous présentons dans les tableaux I-2 et I-3 les valeurs moyennes obtenues lors d'essais de flexion ou de compression sur du le douglas et du chêne.

El-Amri [8] (1987) a également étudié les valeurs disponibles en bibliographie et les résultats d'essais sur du hêtre afin d'obtenir des corrélations entre les paramètres. L'intérêt de ces études est de limiter les variations entre espèce et de relier toutes les caractéristiques élastiques à une donnée physique facilement mesurable qui est par exemple la densité.

	douglas		épicéa	pin	chêne	
densité	0.47	0.44	0.36	0.49	0.56	0.59
T. H.	12	12	12.8	12	12	12
E_L	16782	16858	10775	16015	15248	14881
E_R	949	848	650	1192	1182	1505
E_T	934	842	349	726	616	830
G_{LR}	749	713	534	885	828	970
G_{LT}	802	856	440	845	688	697
G_{RT}	114	109	41	157	320	399

Tableau I.2. Exemple de caractéristiques élastiques et physiques (E,G) du bois en MPa (T.H.: teneur en eau en %) [9]

	douglas		épicéa	pin	chêne	
ν_{LR}	0.17	0.41	0.34	0.39	0.39	0.22
ν_{LT}	0.47	0.54	0.40	0.44	0.57	0.46
ν_{RT}	0.52	0.54	0.42	0.45	0.60	0.51
ν_{TR}	0.21	0.51	0.38	0.39	0.18	0.31
ν_{RL}	0.05	0.04	0.04	0.03
ν_{TL}	0.02	0.05	0.02	0.05

Tableau I.3. Exemple de valeurs du coefficient de Poisson pour le bois [9]

I.1.6 Relation contraintes - déformations (σ - ϵ)

I.1.6.1 Direction parallèle aux fibres

Bach et Bauman (1923) [4] ont proposé la relation $\epsilon = \alpha \cdot \sigma^n$, valable pour tous les matériaux de construction, $n = 1$ pour le bois. Ceci donne la relation classique de Hooke pour les matériaux élastiques.

Les valeurs des modules d'élasticité en compression et en traction sont dispersées. Meredith (1953) a constaté en général, une égalité entre les modules d'élasticité en traction, en compression et en flexion; et des limites d'élasticité et de rupture plus élevées en traction qu'en compression (figure I-7). Bodig *et al* [2] sont arrivés à la même conclusion, en notant que la rupture est ductile en compression et fragile en traction.

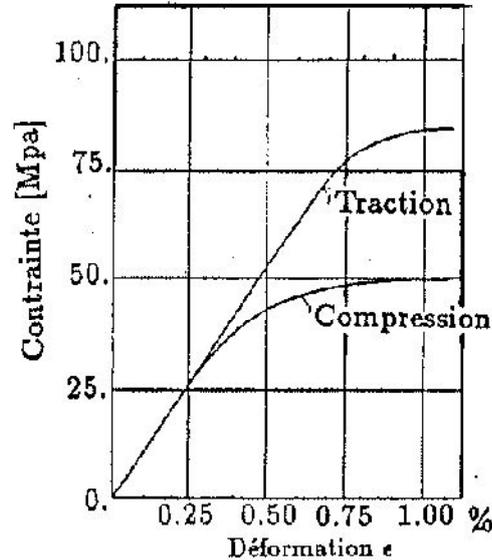


Figure I.7. Schéma de comportement du bois (direction // aux fibres) [2]

Campredon constate une différence entre les modules et ne définit pas de limite élastique ni de palier d'écoulement (Figure I-8). Newlin et Taylor défendent la thèse des modules différents et considèrent un palier plastique.

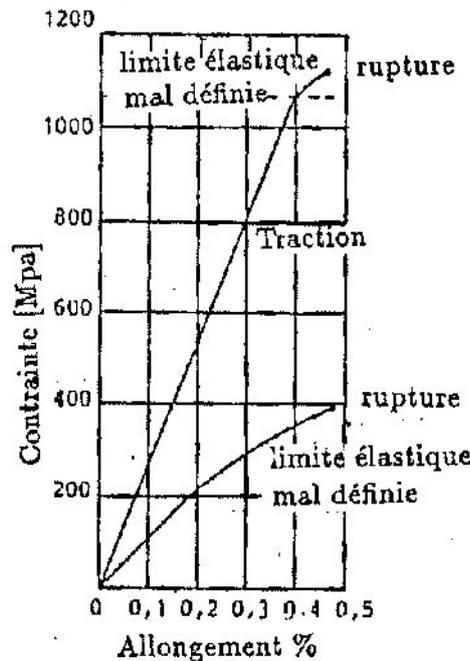


Figure I.8. Lois (σ - ϵ) en traction et en compression dans la direction du fil selon Campredon [10]

1.1.6.2 Direction perpendiculaire aux fibres

Les caractéristiques mécaniques, dans la direction transversale, présentent une variabilité plus grande que celles de la direction du fil, à cause de la complexité des phénomènes qui accompagnent les sollicitations et les déformations dans ces directions.

Bodig [11] constate une grande différence de résistance en compression, entre les deux directions, longitudinale et transversale. En compression radiale, la taille de l'échantillon influence de manière significative les caractéristiques mesurées, à cause de la présence de couches fragiles de bois de printemps dans l'épaisseur de l'échantillon. La courbe contrainte-déformation dans la direction transversale dépend aussi de l'anatomie et de l'orientation des charges par rapport aux cernes annuels de croissance. Sur les courbes de la figure I-9a, nous remarquons la présence d'une grande ductilité, car la rupture dans la direction radiale se fait par écrasement des cernes plus souples, ou par glissement relatif entre les cernes (figure I-9b)

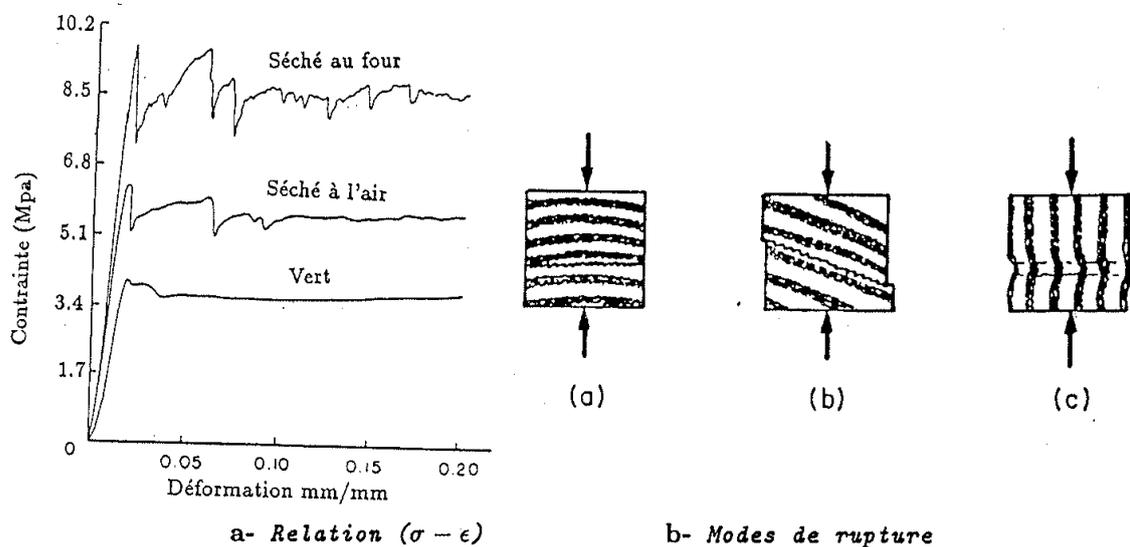


Figure I.9. Exemple de comportement suivant les directions transversale, radiale et tangentielle [11]

1.1.7. Du matériau à la poutre : influence des nœuds

1.1.7.1. Généralités

Les premiers travaux sur le matériau bois étaient réalisés sur des petits échantillons. Peu à peu beaucoup d'autres auteurs se sont intéressés aux poutres en bois en dimensions commerciales ou de grandes dimensions d'emploi appelées poutres de structure.

Des essais sur des petites éprouvettes définissent la qualité intrinsèque du matériau et sa variabilité naturelle, tant pour ses propriétés physiques que pour ses propriétés mécaniques. L'analyse des résultats par de nombreux auteurs confirme que les caractéristiques mécaniques se corrént fortement avec la densité. En revanche, ces résultats ne peuvent être extrapolés de façon significative aux pièces de dimensions commerciales, compte tenu de l'influence des singularités du bois et de l'effet d'échelle.

La croissance naturelle du bois est la source de l'hétérogénéité du matériau. Les nœuds, les vides ou poches de résines et autres aspects de croissance provoquent une variabilité considérable d'une pièce à l'autre.

Parmi les défauts connus du matériau bois le nœud est considéré comme le défaut majeur du bois en dimensions commerciales. Il est donc naturel que nous nous intéressons à son influence sur les modifications des propriétés mécaniques locales d'une part, et sur les conséquences sur le comportement global de la poutre.

1.1.7.2 Nœud adhérent et nœud non-adhérent

Les nœuds adhérents sont des nœuds présents en continuité avec le bois environnant. Lorsque dans certaines sections, les branches principales meurent ou se détachent, les cernes d'accroissement se succèdent et entourent naturellement la racine de la branche morte. Cette partie de la branche morte se transforme en nœud recouvert et contenant parfois des inclusions d'écorce. Ces nœuds non-vivants sont des nœuds non-adhérents.

Une étude de Chazelas et al (1988)[12] menée sur le pin sylvestre (*Pinus sylvestris*), sur le comportement du bois dans les zones nodales, consistait à réaliser sur des petits cubes de dimensions $19 \times 19 \times 22 \text{ mm}^3$ ayant été débité dans des poutres contenant des nœuds, afin de déterminer les perturbations locales des propriétés physiques et mécaniques. Sur ces échantillons (cubes), un repérage des directions d'orthotropie a été fait. Les mesures de célérités des ondes ultrasonores et de pesées des cubes, une cartographie de la densité et des coefficients C_{LL} , C_{TT} et C_{RR} coefficients qui sont des termes diagonaux de la matrice d'élasticité sous l'hypothèse d'une forte orthotropie du matériau, ont été reconstitués.

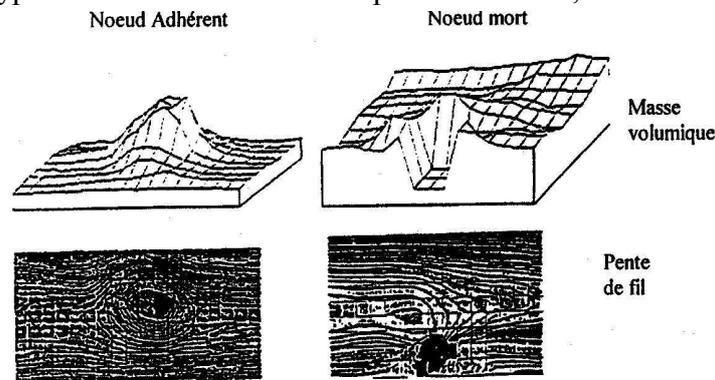


Figure I.10. Variation de densité et de pente de fil autour d'un nœud d'après Chazelas [12]

La présence du nœud s'accompagne d'une variation de densité ou d'une accumulation de bois et d'une variation de pente de fil. Cette étude permet de comprendre le problème mécanique résultant de la présence d'un nœud où l'augmentation de la densité augmente les propriétés mécaniques tandis que la variation de pente de fil provoque une diminution des propriétés dans la direction longitudinale (C_{LL}) (figure I-10) autour et au voisinage du nœud adhérent et non-adhérent. Cette variabilité des propriétés locales se traduit par un développement de zones appelées zones de concentration de contraintes qui joue un rôle déterminant selon la position du nœud dans le matériau sous sollicitations.

Les nœuds provoquent surtout dans les poutres soumises à la traction et à la flexion, une importante diminution de la résistance. La résistance à la compression parallèle aux fibres est faible dans une moindre mesure, tandis que la résistance à la compression perpendiculaire aux fibres est élevée. L'influence des nœuds sur la résistance à la compression, à la traction ou encore à la flexion sur le bois (figure I-11) est décrite et étudiée par Kollmann F. PP. en 1968 [4].

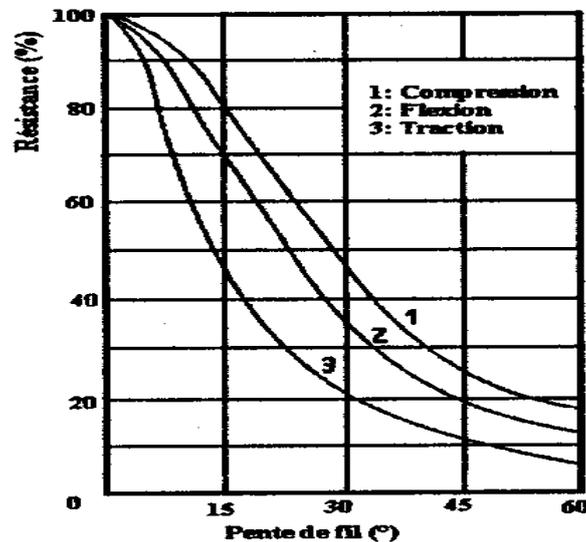


Figure I.11. Influence de la pente du fil au voisinage du nœud sur la résistance du bois [4]

On distingue plusieurs sortes de nœuds. Ils sont classés en deux catégories bien distinctes par leur forme et position. Il s'agit des nœuds centrés et des nœuds débouchant. Chezalas *et al.* [12] citent le travail de Kunesh et Johnson en 1972 [13], et mettent en évidence l'influence d'un nœud sur la résistance en traction du douglas pour les pièces de 50 x 200 mm², le reste de la pièce étant considéré comme du bois sain. Ils font l'observation suivante : la résistance décroît avec la taille du nœud, mais qu'il existe une relativement forte perturbation des caractéristiques. La taille du nœud est donc un paramètre important influant sur le comportement mécanique global (figure I-12).

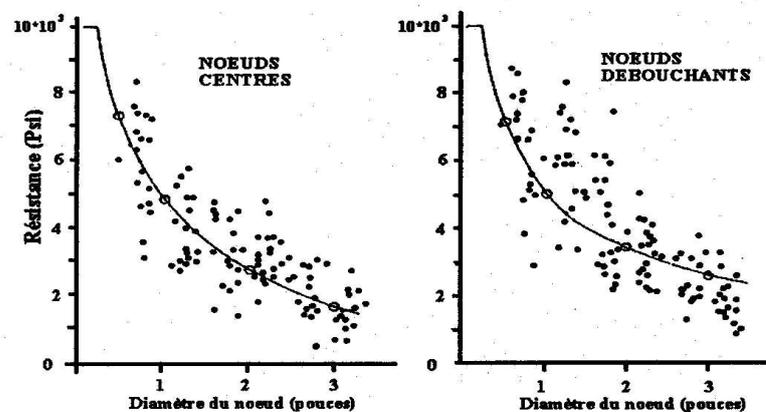


Figure I.12. Réduction de la résistance importante autour du nœud

I.1.8 Bois reconstitué

Comme évoqué précédemment, la structure du bois est très complexe, ceci se traduit par une anisotropie marquée qui affecte non seulement ses propriétés mécaniques, mais également ses changements de dimensions qui accompagnent les variations souvent inévitables du taux d'humidité et de température. Par ailleurs, on ne peut obtenir du bois de sciage que dans des dimensions limitées par celles des arbres à partir desquels on le débite.

Ces deux contraintes ainsi que d'autres ont amené les industriels à produire des bois modifiés ou reconstitués (contre-plaqués, lamellés-collés, panneaux de particules ou de fibres). Cette production vise les buts suivants:

- obtention de matériaux aux propriétés constantes et quasi isotropes;
- fabrication d'éléments de grandes dimensions;
- utilisation d'arbres de dimensions plus petites;

Dans notre étude nous avons utilisé deux types de bois reconstitué: le laminted veneer lumber (LVL) et le lamellé collé.

I.1.8.1 Le lamellé collé (LC)

Le lamellé-collé constitue la façon la plus simple d'atténuer les effets dus aux défauts du bois et d'obtenir des éléments de structure de dimensions et de portée importante, et de formes variées.

On obtient ces produits en collant ensemble des éléments de taille réduite (figure. I-13) et on fait en sorte que les fibres de tous les éléments soient parallèles. Le produit final peut être droit ou cintré.

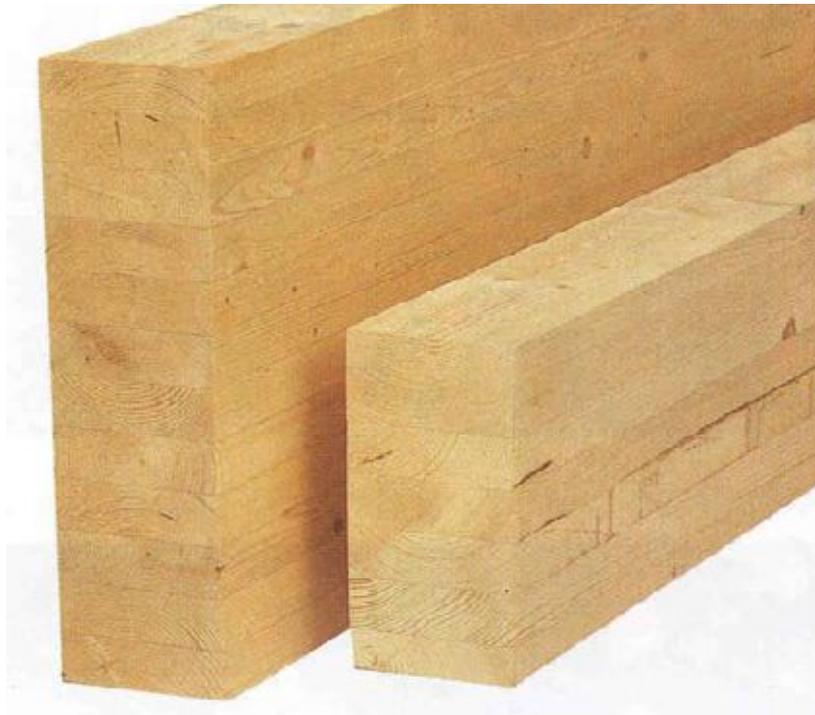


Figure I.13. Exemple de poutre droite en lamellé collé

Le lamellé collé sont obtenus par l'aboutage et le collage de lamelles de bois dont le fil est généralement parallèle. L'épaisseur des lamelles est limitée à 45 mm.

Les colles qu'on emploie pour la fabrication de ces produits sont en général des résines thermodurcissables (urée formaldéhyde, mélamine formaldéhyde ou phénol-formaldéhyde); les résines phénoliques sont celles qui résistent le mieux à l'eau et à l'humidité. La forme des poutres en LC peut être variable : poutre à inertie constante ou variable.

Les classes de résistances mécaniques des éléments en bois lamellé-collé sont définies à partir des classes de résistance des lamelles, de la manière suivante : GL24, GL28 et GL32.

Désignation	Unité	GL24	GL28	GL32
		Contrainte de flexion	N/mm ²	24
Contrainte de traction axiale	N/mm ²	16.5	19.5	22.5
Contrainte de traction perpendiculaire	N/mm ²	0.40	0.45	0.50
Contrainte de compression axiale	N/mm ²	24	26.5	29
Contrainte de compression perpendiculaire	N/mm ²	2.7	3.0	3.3
Contrainte de Cisaillement	N/mm ²	2.7	3.2	3.8
Module de cisaillement	kN/mm ²	0.75	0.78	0.85
Masse volumique caractéristique	kg/m ³	380	410	430

Tableau I.4. Classes de résistance pour le BLC (définies par NF EN 1194, pour les calculs avec EC5)

1.1.8.2 Le LVL

La technique de fabrication du matériau LVL consiste à dérouler des billions de bois en plis aboutés d'environ 2 mm d'épaisseur. Par collage des plis, on obtient des plateaux de 12 mètres de long par 1,8 mètres. Les épaisseurs des plateaux varient de 27 mm à 75 mm. Les principaux produits diffusés en France sont du Kerto[®] (FinnForest[™]) ou du Microlam[®] (TJM[™]). L'orthotropie naturelle du bois est conservée (figure I-14) pour une utilisation structurelle de ces produits en contre-collant les plis selon une orientation unique (ex : « Kerto S »). Cependant, un renfort transversal peut être obtenu en croisant quelques plis (ex : « Kerto Q »). Des poutres peuvent alors être découpées dans les plateaux pour obtenir des poutres de grandes dimensions dont la variabilité des grandeurs mécaniques est réduite par rapport au bois massif. Les nœuds découpés lors du déroulage sont répartis de façon homogène dans le matériau ou enlevé par emporte pièce puis remplacés.

Modules d'élasticité du LVL

Toratti *et al.* (1995) [14] a étudié la variation des modules élastiques en fonction de l'angle du fil du bois. Selon les axes principaux d'orthotropie, les valeurs mesurées expérimentalement sur du Kerto S de 27 mm d'épaisseur, sont les suivantes :

E_L	13500 MPa	G_{TL}	500 MPa	ν_{TL}	0,013
E_T	460 MPa	G_{RT}	40 MPa	ν_{RT}	0,5
E_R	700 MPa	G_{RL}	450 MPa	ν_{RL}	0,025

Tableau I.5. Les constantes élastiques du LVL (Toratti et al. [14]) : moyennes expérimentales, épaisseur = 27 mm.

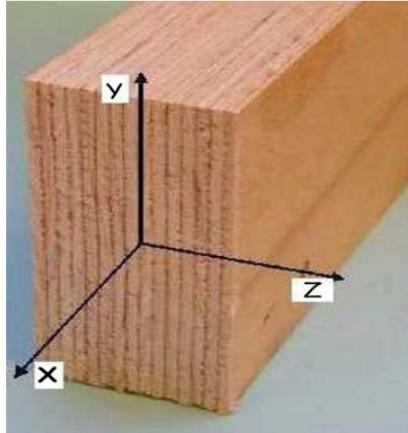


Figure I.14. Orientation des plis d'une plaque de Kerto-LVL (la direction X correspond à la direction du fil du bois L)

Résistance mécanique du LVL

Des travaux sur les propriétés mécaniques du LVL ont été menés par Toratti [15] à Helsinki University of Technology, selon différentes directions et types de chargement. Des essais de traction, de compression et de flexion sur chant et à plat sur des poutres en LVL ont été réalisés à court et à moyen terme (cf. Hansen L. et al. (1994) ; Amijima S. et al., (1989)) [16][17].

Le tableau I-5 donne un ordre de grandeur des résistances du Kerto-S (homogène) et du Kerto-Q (plis croisés).

Matériau	Traction		Compression	
	σ_L	σ_T	σ_L	σ_T
Kerto-S-LVL	60 MPa	1,3 MPa	55 MPa	14 MPa
Kerto-Q-LVL	46 MPa	15 MPa	49 MPa	24 MPa

Tableau I.6. Résistances moyennes des deux types de LVL [15].

Performances mécaniques

La plus grande capacité de résistance des poutres en bois reconstituées n'est pas due à de meilleures caractéristiques mécaniques du matériau bois qui les constitue, mais à une moindre dispersion dans la résistance et donc une résistance caractéristique plus élevée. Le LVL est

d'une conception plus proche d'un multicouche et possède des propriétés très intéressantes comparé à du bois massif ou au lamellé collé comme le montre la figure.15.

Les travaux expérimentaux de Hoffmeyer (1995) [18] comparent les caractéristiques mécaniques du bois massif (C24), du lamellé collé (GL32) et du LVL pour des sollicitations de traction, compression, cisaillement et de flexion.(figure I-15).

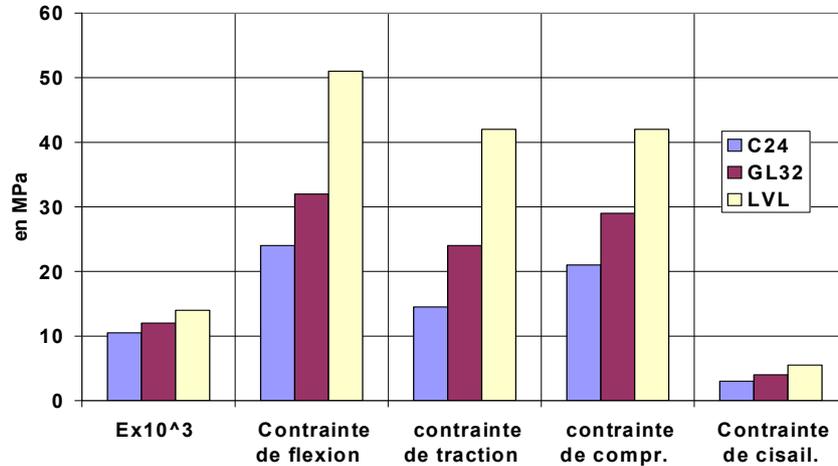


Figure I.15. Caractéristiques mécaniques du bois massif (C24), du lamellé collé (GL32) et du LVL (H =12%) (Désignation EC5)

I. 1.9 Effets de l'humidité

Le bois est un matériau poreux contenant d'innombrables conduits capillaires très fins et un grand nombre de vaisseaux plus gros qui forment un système capillaire continu et fortement ramifié. En outre le bois est hydrophile c'est-à-dire qu'il peut fixer la vapeur d'eau.

1.1.9.1 Définition de la teneur en eau du bois

La teneur en eau d'équilibre de l'échantillon est calculée par la formule suivante.

$$H = \frac{m_h - m_o}{m_o} \times 100 \tag{I.7}$$

où H est la teneur en eau dans le bois (en %)

m_h est la masse à l'état humide du bois

m_o est la masse anhydre du matériau bois.

La masse anhydre du bois est obtenue en plaçant l'échantillon dans un four à 103°. L'équilibre hydrique est considéré comme atteint lorsque la variation de masse entre deux pesées successives séparées d'un ou plusieurs jours est inférieure à l'incertitude expérimentale de la balance utilisée.

L'incertitude expérimentale de la teneur en eau d'équilibre est déterminée par la relation suivante :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta m}{m_h} + 2 \times \frac{\Delta m}{m_0} \quad (I.8)$$

1.1.9.2 Caractère hygroscopique du bois

Le bois étant un matériau hygroscopique, son taux d'humidité ou teneur en eau affecte les propriétés mécaniques. Dans la conception des structures en bois, l'effet de l'humidité sur certaines de ces propriétés mécaniques comme : résistance, rigidité, variations dimensionnelles (retrait et gonflement) sont prises en compte. La teneur en eau du bois est fortement dépendante de l'état hydrique de son environnement (Avramidis St., 1989) [19].

La teneur en eau du bois s'adapte à l'humidité relative de l'air ambiant du milieu. Lorsque le flux d'eau dans le bois est nul, on dit que l'équilibre hygroscopique du bois est atteint. En revanche l'équilibre hygroscopique du bois est aussi dépendant de la température. L'équilibre hygroscopique est obtenu au bout d'un temps appelé le temps d'équilibre, fonction de la dimension de l'échantillon, mais aussi des variations climatiques externes (période, amplitude) et des propriétés de diffusion du matériau.

L'analyse du comportement mécanique du bois induit donc la prise en compte de l'environnement climatique de l'ouvrage et les variations de cet environnement, la charge que supportent les éléments de l'ouvrage et les variations temporelles de cette charge. Selon le type de sollicitations, il peut être nécessaire ou non de considérer les interactions entre variation climatique et variation des charges appliquées. Pour une telle étude, les deux paramètres mécaniques les plus importants à quantifier sont d'une part la résistance du bois selon la durée du chargement et d'autre part les déformations différées de l'élément testé. Le premier paramètre est abordé dans la plupart des études menées sur le comportement du bois à moyen terme par l'analyse de la «durée de vie» et le deuxième par l'étude «du fluage ». Pour notre étude, nos éprouvettes sont conditionnées sous les mêmes températures et humidité (chambre climatique).

1.1.9.3 Equilibre hygroscopique du bois.

Des études pour déterminer l'équilibre hygroscopique des essences ont été entreprises depuis les années cinquante d'une manière empirique, et ces dernières décennies, des théories et des méthodes plus approfondies ont été développées. Lorsque l'humidité relative de l'air de l'environnement du matériau bois est basse, la teneur en eau du bois est faible et inversement, lorsque l'humidité relative de l'air est élevée, la teneur en eau du bois est grande. Lorsque la température augmente, l'humidité d'équilibre hygroscopique diminue. Il existe des courbes du taux d'humidité du bois en fonction de l'état hygrométrique de la température relative de l'air comme le montre celle des isothermes hygroscopiques pour l'épicéa en figure I-16.

Pour la modélisation des isothermes de sorption (relation entre taux d'humidité du bois, humidité relative de l'air ambiant et température) du bois, plusieurs formulations ont été

proposées. Nous citerons quatre modèles qui intègrent le facteur de température (cf. Avramidis St., [19]).

Utilisées au départ pour les techniques de séchage de grains, les quatre représentations mathématiques des isothermes de sorption ont trouvé leur application pour le bois par Venkateswaran en 1970, Skaar en 1972 et Simpson en 1980. Chaque modèle a été ajusté sur cinq isothermes comprises entre 0 et 100 degrés. L'analyse phénoménologique du transport de l'eau dans le bois ou une étude des isothermes de désorptions et d'absorption pour le matériau bois ne sera pas approfondie. Les quatre modèles d'isothermes suivants donnent une description plus élaborée dans la prise en compte des phénomènes physiques différents

- Le modèle de Henderson [1952] [20]

$$W = \left[\frac{-\ln(1 - HR)}{a_1 \times T} \right]^{a_2} \quad (I.9)$$

où HR est l'humidité relative de l'air.

T est la température de l'isotherme prise en unité KELVIN

a_1 et a_2 sont des paramètres de régression expérimentale

Ce modèle est basé sur un ajustement des résultats expérimentaux. Les résultats sont difficilement extrapolables.

- Le modèle de Day et Nelson [1965] [21]

$$W = \left[\frac{\ln(1 - HR)}{b_1 \times T^{b_2}} \right]^{b_3 \times T^{b_4}} \quad (I.10)$$

où b_1 , b_2 , b_3 et b_4 sont des paramètres de forme du modèle de Day et Nelson.

- Le modèle de Züritz et al. en 1979 [22].

$$W = \left[\frac{-T \times \ln(1 - HR)}{\left(c_2 \times \left(1 - \frac{T}{T_c} \right)^{c_1} \right)} \right]^{c_3 \times T^{c_4}} \quad (I.11)$$

où c_1 , c_2 , c_3 et c_4 sont des paramètres de forme du modèle de Züritz et al.

T_c est la température critique de l'eau (647,1 K)

- Le modèle de Chung-Pfost en 1976. [23].

$$W = \frac{\ln\left(\ln\frac{HR}{d_1 \times T^{d_2}}\right)}{d_3 \times T^{d_4}} \quad (I.12)$$

où d_1 , d_2 , d_3 et d_4 sont les paramètres de formes du modèle Chung-Pfost.

Cependant, selon ces modèles, lorsque l'humidité relative (HR) prend la valeur 100%, la teneur en eau devient infinie. Il y a donc lieu de limiter le domaine de validité des modèles. Le modèle le plus utilisé est celui de Züritsch *et al.* (1979) [22] qui présente, pour la plupart des utilisateurs (Lasserre [24]) le plus faible écart type avec les points expérimentaux sur le matériau bois. Un exemple d'isothermes sur l'épicéa par ce modèle est présenté par la figure I-16.

Il existe un autre modèle, utilisé pour un milieu ambiant à 25°C pour les poutres de structures bois qui présente l'avantage de la simplicité, est proposé par Dent en 1977 [25]. L'isotherme de sorption est calculée par Dent à 25°C.

- Le modèle de Dent en 1977[25].

$$W = \frac{HR}{a + b \times HR - c \times HR^2} \quad (I.13)$$

où $a \approx 1.13$

$b \approx 0.29$

$c \approx 0.0027$

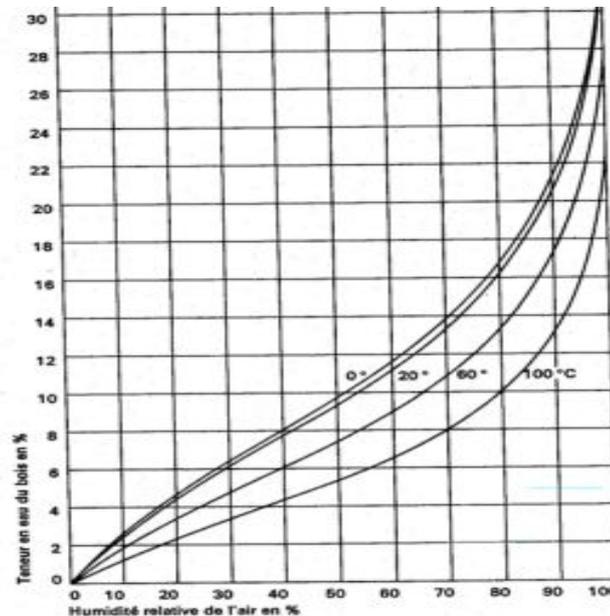


Figure I.16. Isothermes hygroscopiques de 0, 20, 60 et 100 °C (degrés Celsius) de l'épicéa[25].

A l'aide du modèle de Dent [1977] [25], dont les paramètres sont rendus dépendants de la température par l'intermédiaire d'une fonction polynomiale allant à l'ordre 2, il a été possible de calculer et utiliser pour quatre isothermes bien distinctes du matériau LVL (Kerto-S) par Lasserre dans le cadre des travaux de sa thèse [24] (figure I-17).

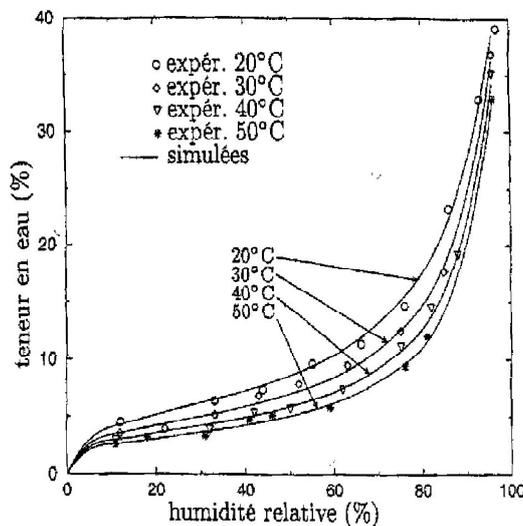


Figure I.17. Isotherme de sorption du matériau LVL (Kerto-S) [24].

1.1.9.4 Effet de l'humidité sur le comportement – Mécano-sorption.

Le comportement mécanique du bois est donc fonction de son taux d'humidité. Pour quatre valeurs de la teneur en eau (6%, 12%, 18% et bois vert (supérieur à 30%)) avec une température ambiante de 25°C, T. E. Connors (1989) [26] a testé de petites éprouvettes en traction instantanée. Les résistances sont inversement proportionnelles à la teneur en eau (figure I-18).

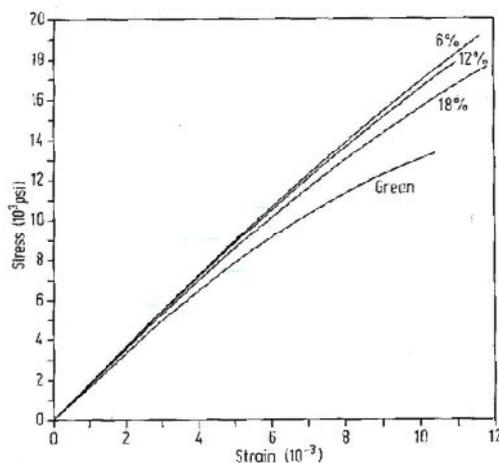


Figure I.18. Essai de rupture en traction du bois à plusieurs taux d'humidité [26]

Les variations de teneurs en eau augmentent considérablement le fluage du bois (Hoffmeyer (1990) [18] et Lasserre (2000) [24]). Ceci a été mis en évidence pour les petits échantillons en bois, alors qu'il reste hypothétique pour les poutres de structure de fortes dimensions. Cet effet, connu sous l'appellation de mécano-sorption, est également un facteur

de la durée de vie du bois. Une poutre soumise à un climat variable et un climat constant présente des déformations de fluage d'autant plus différenciées que le niveau de chargement est important. Sur la figure I-19, on constate que la variation des conditions climatiques, en particulier les désorptions et la première absorption, agit comme un accélérateur du fluage alors que le niveau de charge reste le même [24]

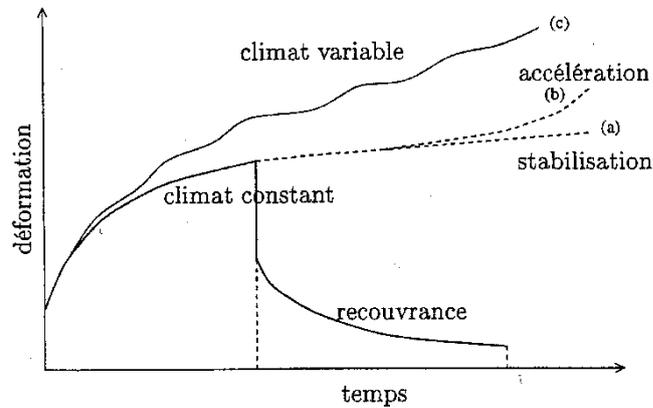


Figure I.19. Fluage et recouvrance dans le bois sous climat constant et variable [24].

En conclusion, une pièce en matériau bois débitée et exposée à l'air dans une condition hygrométrique caractérisée par une certaine température et une humidité relative, perd ou gagne de la teneur en eau jusqu'à une stabilisation. Ce phénomène est communément appelé « l'équilibre hygroscopique du bois ». La pièce du bois se rétracte (dimensions diminuent) lorsqu'elle perd de son humidité et se gonfle (dimensions augmentent) lorsqu'elle en gagne. Lorsque les dimensions d'une pièce diminuent ou augmentent, son comportement mécanique change. C'est pourquoi le rôle de l'humidité, de la température du bois et de son milieu occupe aujourd'hui pour les expérimentateurs un sujet de choix et de recherche important dans le cadre de l'utilisation à long terme de ce matériau dans un environnement naturel.

I.1.10 Comportement cyclique

L'étude de la réponse des matériaux ou des structures aux chargements cycliques est importante.

Les matériaux très utilisés comme les alliages métalliques ou les bétons ou très performants comme les composites ont fait l'objet d'études très poussées à l'inverse du bois.

Malgré l'importance de la production mondiale de bois, la littérature récente concernant le comportement cyclique (mise à part des essais cycliques de flexion du bois) du bois reste très limitée. Les essais de fatigue sont réalisés plus fréquemment sur des éléments de structure (portique, mur porteur..) que sur le matériau bois. Des essais périodiques de traction parallèle aux fibres réalisés sur des éprouvettes prismatiques en bois massif par Bardonné *et al* [27] ont permis de mettre en évidence l'effet du niveau de charge sur la durée de vie. Ils présentent leurs résultats en fonction de l'énergie dissipée afin de mettre en évidence l'influence de la

forme du signal sur le temps à rupture. La figure I-20 présente les résultats obtenus par Bardonné.

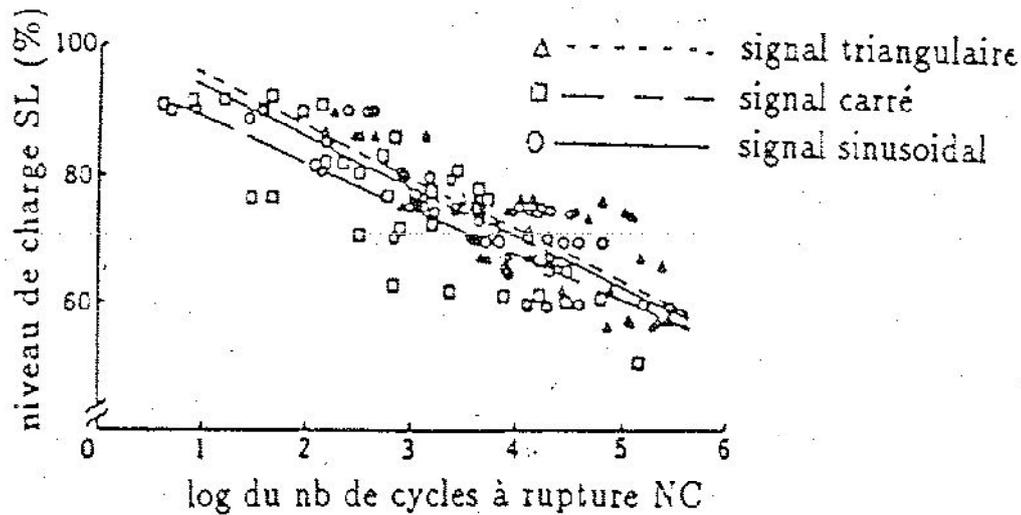


Figure I.20. Résistance à la traction parallèle au fil d'éprouvettes d'épicéa pour différents signaux périodiques à 1 Hz [27]

L'influence de la fréquence de sollicitation sur la durée de vie a été mise en évidence par Fournely [28] lors d'essais cycliques sur des éprouvettes de compression uniforme ou localisée ou d'enfoncement. Les relations entre le nombre de cycles à rupture NC et le niveau de charge SL obtenus sont les suivantes:

Compression uniforme parallèle:

$$SL = 1,31 - 0,072 \log(NC) \text{ à } 1 \text{ Hz et } SL = 1,34 - 0,05 \log NC \text{ à } 5 \text{ Hz} \quad (I.14)$$

Compression localisée parallèle:

$$SL = 1,24 - 0,032 \log(NC) \text{ à } 1 \text{ Hz et } SL = 1,36 - 0,038 \log NC \text{ à } 5 \text{ Hz} \quad (I.15)$$

Dans notre cas le niveau de charge sera déterminé par l'équation (I.14) à 1 Hz. Pour nos essais cycliques nous définissons le niveau de charge comme étant le rapport entre l'effort maximal appliqué et la résistance statique estimée.

I.2. Aspects théoriques des instabilités géométriques

A travers cette thèse, nous recherchons à étudier le comportement instable (au flambement ou au déversement) d'éléments en bois sous charge variable. Les chapitres suivants présentent ces deux instabilités.

L'une des hypothèses fondamentales dans le calcul élastique des poutres et des systèmes de poutres consiste à supposer de petites transformations (petits déplacements et petites déformations). En particulier on peut alors appliquer le principe de superposition d'états d'équilibre. En l'absence de cette hypothèse, les conditions d'équilibre doivent être écrites par rapport à la configuration déformée de la structure. Les déplacements ne restent plus

proportionnels aux forces extérieures et il est même possible de voir les déplacements devenir très grands sous l'effet de ces forces extérieures.

Pour les structures comprimées et élancées, on observe des phénomènes d'instabilité, c'est-à-dire qu'il n'y a plus unicité de la déformée pour un chargement donné. Les grands déplacements affectent les zones comprimées avec des phénomènes d'instabilité accompagnés par plusieurs types de comportement dont on citera:

- Le flambement de barres comprimées et fléchies.

- Le déversement, qui affecte les zones comprimées des pièces fléchies (semelles, membrures de poutres de grande hauteur).

- Le voilement qui affecte les âmes des poutres fléchies (poutres ou plaques soumises à la torsion).

Mandel (1936) [29] définit le flambement comme un phénomène commun à tous les corps minces à une ou deux dimensions. Les corps cylindriques à parois minces, par exemple, peuvent être instables et flamber pour des tensions relativement faibles si l'épaisseur des parois est très faible par rapport au diamètre. Le flambement d'un cylindre mince peut encore se produire sous l'effet de la compression axiale, de la torsion, de la flexion ou d'une combinaison de celles-ci. Une théorie permettant de prendre en compte l'effet du gauchissement de section à voiles minces a été mise au point dans les années 1930, avec les travaux de Wagner et Vlassov [30] (introduction des aires sectorielles, bi-moment). Ces travaux ont mené au développement des formules de calcul du moment critique de déversement élastique de poutres à parois minces, détaillées dans le livre de Timoshenko et Gere 1961 [31].

Avec le développement des moyens de calculs courant des années 60 une pléthore de projets de recherche ont été conduits. La maîtrise du calcul numérique a permis de faire certaines approches numériques utilisant la méthode de Rayleigh-Ritz Wang (1994) ainsi que la méthode des différences finies Bleich (1952), Chajes (1993), et Assadi et Roeder (1985). Afin de traiter les cas de poutres sollicitées par un gradient de moment, Trahair (1968) a mis en œuvre une méthode d'équations intégrales. Cette formulation est reprise par Anderson et Trahair (1972) et Kitipornchai et Trahair (1975). Le traitement des poutres en 3-D est rendu possible par la méthode des éléments finis, qui a été introduite par Barsoum et Gallagher (1970) en étudiant une poutre spatiale, à sept degrés de liberté en flexion torsion. Cette méthode de résolution est également approfondie par Powell et Klingner (1970), Hancock et Trahair (1978) et Bradford (1996) [32,33]

I.2.1 Le flambement

Parmi les exemples de ces phénomènes d'instabilité élastique, nous citons le cas du flambement d'une poutre élancée soumise à l'action d'un effort axial de compression (mât d'Euler). Cet effort est d'autant plus faible que l'élançement de la poutre est plus grand.

Euler a été le premier à expliquer ce phénomène; une tige mince rectiligne soumise à une force verticale P inférieure à la force critique P_{cr} , une seule position d'équilibre stable existe: c'est celle où la tige reste rectiligne. Lorsque P dépasse la force critique P_{cr} , il a observé deux

positions d'équilibre qui existent: l'une où la tige est fléchie, l'autre où la tige reste rectiligne, mais est alors instable.

Cependant, la théorie d'Euler, relative à des poutres de forme élancée, est restée longtemps sans application pratique. Le principal matériau de construction à son époque était la pierre, les phénomènes d'instabilité ne se posaient pas. Ce ne fut qu'au début de la construction des ponts en acier que la question du flambement des pièces minces prit une importance pratique. L'emploi de l'acier et des alliages à haute résistance pour toutes les constructions modernes et, en particulier pour les ponts, les navires et les avions, a fait de l'instabilité élastique un problème d'une importance considérable.

L'expérience a prouvé que des constructions de ce type peuvent, dans certains cas, subir des dommages allant jusqu'à la rupture provoquée par l'instabilité élastique de pièces trop élancées ou de corps creux dont les parois sont très minces. [34]

1.2 .1.1 Flambement : charge critique d'Euler

Les premiers problèmes d'instabilité élastique, se rapportant au flambement latéral de pièces comprimées, ont été résolus par Euler. Il a utilisé la méthode classique pour déterminer la force critique de flambement, ou charge critique d'Euler, d'une poutre droite, de longueur l , soumise à une force de compression P , pour différentes conditions aux limites. L'équation différentielle régissant le déplacement de la poutre, en prenant en compte l'effet du moment du second ordre, est :

$$d^2M/dz^2 + P(d^2y/dz^2) = 0 \tag{I.16}$$

En remplaçant dans cette relation, le moment M par son expression définie par l'équation de la courbure de la ligne moyenne d'une poutre:

$$M = E_p I_p d^2y/dz^2 \tag{I.17}$$

où $E_p I_p$ est la rigidité à la flexion de la poutre, on obtient une équation différentielle du quatrième ordre en déplacement :

$$E_p I_p d^4y/dz^4 + P(d^2y/dz^2) = 0 \tag{I.18}$$

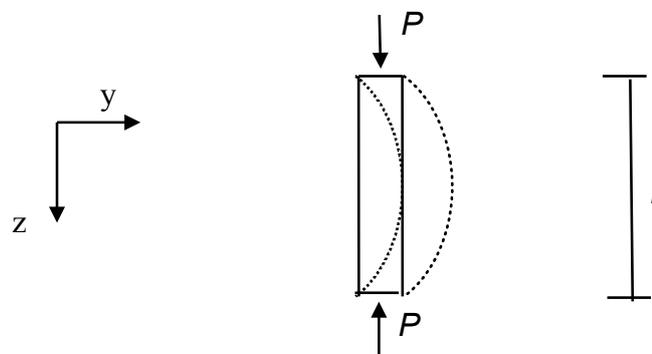


Figure I.21. Exemple de la poutre d'Euler

La solution générale de l'équation (I-18) est :

$$y = A \sin(kz) + B \cos(kz) + Cz + D \quad (I.19)$$

où $k = \sqrt{P/EpI_p}$

Euler a établi une formule générale de la force critique donnée par :

$$P_{cri} = \frac{\pi E_p I_p}{L^2} \quad (I.20)$$

où L est une longueur réduite qui dépend des conditions aux limites et de la longueur réelle de la poutre :

- poutre dont les deux extrémités sont articulées : $L = l$;
- poutre dont les deux extrémités sont encastrées : $L = l/2$;
- poutre encastrée à l'une de ses extrémités et libre à l'autre : $L = 2l$;
- poutre articulée à l'une de ses extrémités et encastrée à l'autre : $L = 0,699l$.

L'expression (I-19) donnant les valeurs de la déformée et permettant de déterminer la force de compression P est valable tant que la contrainte de compression σ_{cr} qui se produit pendant le flambement, reste inférieure à la limite d'élasticité σ_e . La valeur critique de la contrainte de compression σ_{cr} est :

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cri}}{S} = \frac{\pi^2 E_p}{\left(\frac{L}{i}\right)^2} \quad (I.21)$$

avec

$$i = \sqrt{\frac{I_p}{S}} \quad (I.22)$$

S : aire de la section transversale de la poutre,
i : rayon de giration.

Donc une poutre qui est constituée d'un matériau ayant une limite élastique σ_e , va rompre par écrasement si $\sigma_e < \sigma_{cr}$ et ceci dès que (P/S) atteindra la valeur σ_e , et par flambement si $\sigma_{cr} < \sigma_e$, une fois que (P/S) atteindra la valeur σ_{cr} .

I.2.2 Le déversement

L'un des modes d'instabilité le plus complexe est le déversement (latéral buckling en anglais), si bien que, de très nombreux chercheurs se sont intéressés à ce phénomène. A ce propos, il nous semble intéressant de faire un petit bilan historique des principales investigations faites sur le sujet. Les premières approches publiées en 1899 par Michell et Prandtl [35,36] concernent l'étude du déversement de poutres à section rectangulaire sous moment uniforme. Timoshenko poursuivra alors ce travail en 1905 par pour introduire les effets de torsion dans les sections en «I».

1.2.2.1 Définition du phénomène déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, d'où un cumul de 3 mouvements : la section est dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement en plus du déplacement vertical. Lorsqu'un élément est comprimé et fléchi, il peut « périr » par flambement par flexion et torsion .

Pour cette raison, on appelle également le déversement, flambement latéral par torsion.

La figure I-22 montre que le déversement est un phénomène d'instabilité spécifique aux poutres soumises à une flexion par rapport à l'axe fort de leur section transversale

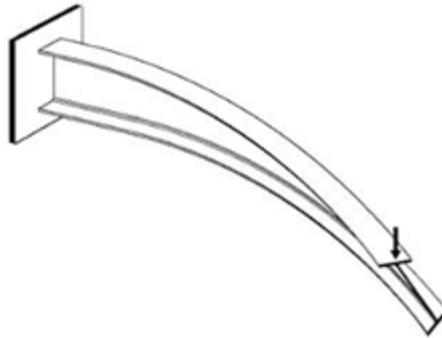


Figure I.22. Exemple de déversement d'une poutre soumise à une flexion par rapport à l'axe fort de la section transversale

1.2.2.2 Cinématique du phénomène de déversement et coefficient d'amplification critique du moment

Sous l'effet d'un chargement croissant, la poutre fléchit tout d'abord strictement dans le plan de chargement et présente une flèche w dans ce plan. Nous définissons un seuil critique du moment fléchissant, lorsque le chargement atteint un certain niveau, noté M_{cr} et appelé moment critique élastique. Au delà de ce seuil, la poutre peut subir un phénomène d'instabilité connu sous le nom de déversement étant donné qu'elle peut fléchir hors du plan de chargement de façon très soudaine. On dit que le déversement se produit par bifurcation d'équilibre. La poutre subit alors simultanément une rotation de torsion θ par rapport à son axe longitudinal x et un déplacement latéral u dans la direction y (flexion par rapport à l'axe faible de la section transversale) (Figure I-23).

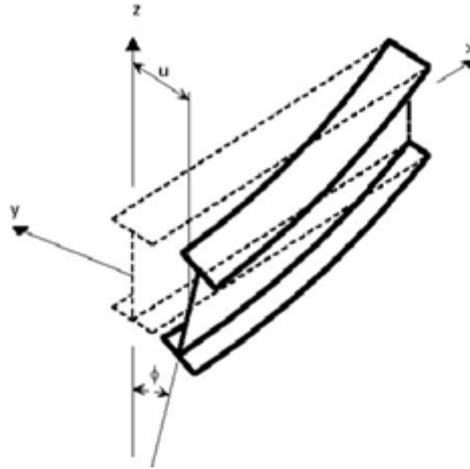


Figure I.23. Poutre déversée avec déplacements induits

Ces deux déplacements u et ϕ ne sont pas indépendants; une rotation de torsion ϕ (assumée petite) de la section transversale de la poutre crée avec le moment fléchissant (primaire) M_y dans le plan, un moment hors du plan (secondaire) égal à $\phi \cdot M_y$ (Fig. II-8). Ce dernier à son tour, provoque une flèche latérale u . Inversement, la flèche latérale u crée avec le moment M_y une composante de moment $(u' \cdot M_y)$ (Fig. I-24) qui, à son tour, engendre une rotation de torsion ϕ .

Nous déduisons de la Figure I-24, qu'il y a clairement une combinaison de flexion latérale

$$EI_z d^2 u / dx^2 \tag{I.23}$$

de torsion

$$GI_t d^2 \phi / dx^2 \tag{I.24}$$

et de gauchissement

$$EI_w d^3 \phi / dx^3 \tag{I.25}$$

qui s'oppose au déversement,

E	Module d'élasticité longitudinal;
$G = E/2 \cdot (1 + \nu)$	Module d'élasticité transversal
ν	Coefficient de Poisson
I_z	Moment d'inertie de flexion par rapport à l'axe faible z-z
I_t	Moment d'inertie de torsion de la section
I_w	Moment d'inertie de gauchissement de la section

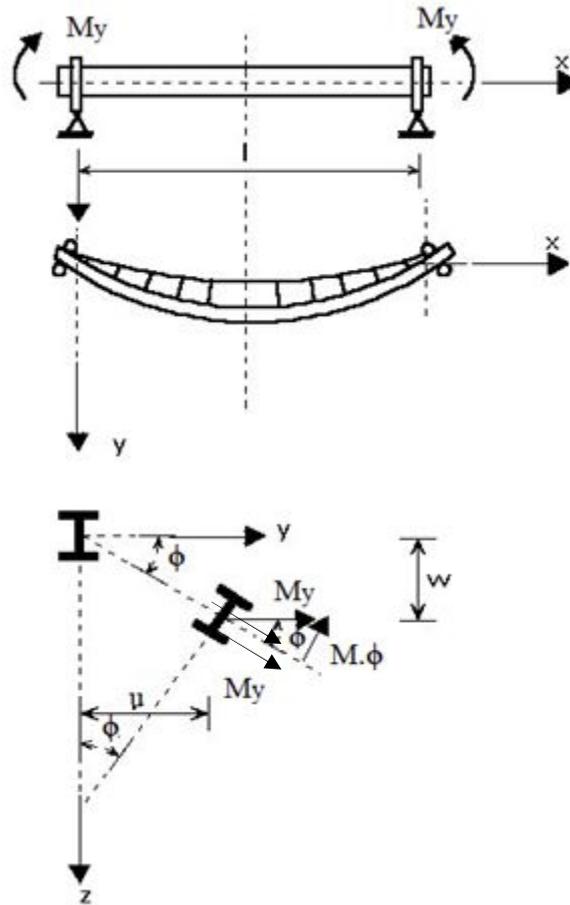


Figure I.24. Déplacements généralisés d'une poutre déversée

Ainsi donc une barre est susceptible particulièrement de déverser lorsqu'elle possède une faible rigidité de flexion latérale EI_z et aussi lorsque sa rigidité de torsion GI_t ainsi que sa rigidité de gauchissement EI_w / L^2 sont faibles par rapport à sa rigidité dans le plan de chargement.

Il est possible de montrer la capacité d'une poutre à s'opposer à une torsion non-uniforme via sa rigidité de gauchissement par le biais d'un paramètre appelé paramètre de torsion (c), également appelé paramètre de Timoshenko dans certains ouvrages. Il est défini ainsi:

$$c = \pi / L \sqrt{\frac{EI_w}{GI_t}} \tag{I.26}$$

Ce coefficient est normalement compris entre $c = 0$ (poutre rectangulaire étroite) et $c = 3$ (poutre en I massive).

Le moment critique de déversement élastique My_{cr} , défini plus haut, se rapportant à la poutre de référence est connu exactement. Il peut s'écrire:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z GI_t} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_t}} \quad (I.27)$$

Cette expression peut être obtenue soit en résolvant l'équation différentielle gouvernant le phénomène de déversement, soit en utilisant la méthode de l'énergie et en exprimant le principe du minimum de l'énergie potentielle totale. Des demi-ondes sinusoïdales pour la flèche latérale et la rotation de torsion déterminent la forme de l'instabilité associée à l'expression ci-dessus. Il est utile d'introduire la notion de coefficient d'amplification critique μ ; il s'agit simplement du rapport entre le moment critique élastique $M_{y,cr}$, et le moment uniforme M_y , utilisé comme référence de chargement:

$$\mu = \frac{M_{y,cr}}{M_y} \quad (I.28)$$

Le déversement est parfois présenté comme le flambement latéral de la seule partie comprimée de la poutre agissant ainsi comme une simple barre comprimée. Bien que cette simplification soit utile pour faire mieux comprendre le déversement, elle ne peut être extrapolée de manière générale pour le calcul car elle est incapable de refléter complètement et de façon satisfaisante la complexité du phénomène.

Un déversement élastique peut également se développer dans toute poutre parfaite, c'est-à-dire exempte d'imperfections, mais présentant des différences par rapport à la poutre de référence pour ce qui concerne plus particulièrement le type de section ou les conditions de chargement ou les conditions d'appui ou la hauteur variable de l'âme.

Il convient de bien noter que le déversement ne se limite pas à des barres isolées; il peut également se produire dans des structures.

1.2.3 Superposition de plusieurs modes d'instabilité

Parfois, pour presque les mêmes valeurs des charges critiques ou pour des charges critiques très voisines, les structures peuvent présenter plusieurs modes d'instabilité. Dans ces cas, appelés bifurcations couplées, les imperfections peuvent conduire à une diminution significative de la charge ultime par rapport aux charges ultimes des modes pris séparément. Les problèmes de bifurcation couplée sont en général difficiles à analyser. Certaines instabilités couplées que l'on peut rencontrer dans les structures en génie civil (acier) sont mentionnées ci-dessous :

- couplage du flambement de poteau et du voilement dans les poteaux à âme mince,
- couplage du flambement latéral et du voilement dans les poutres à âme mince,
- couplage du flambement généralisé et du flambement d'éléments dans les poteaux à treillis,
- couplage du flambement individuel de poteau et du flambement généralisé de l'ossature,

- couplage du flambement des raidisseurs et du voilement pour des plaques ou coques raidies.

Un exemple de diminution de la charge de flambement due au couplage d'un mode de flambement local avec un mode global est présenté sur la figure I-25. Ce couplage peut être détaillé de la manière suivante :

- flambement local des plaques formant les quatre côtés d'une section carrée creuse,
- flambement global d'Euler du poteau

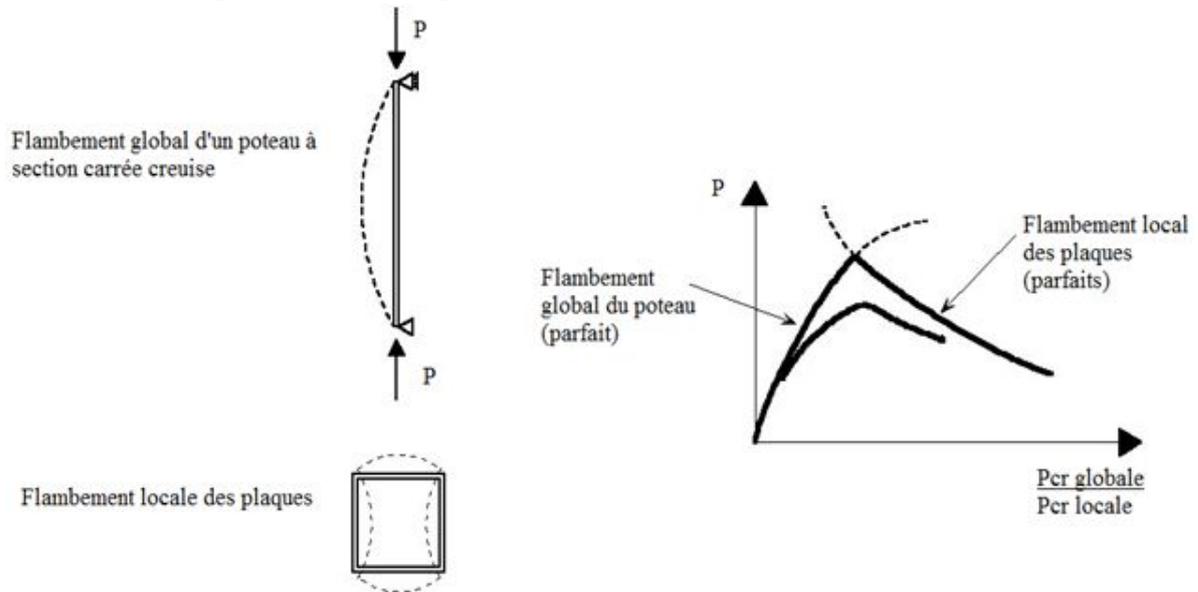


Figure I.25. Couplage de deux modes de flambements

I.2.4 Instabilité et structures bois

Les études sur le flambement des poteaux en bois massif ou reconstitué sont très limitées.

L'un des premiers qui a étudié le comportement « statique » de poteaux de différentes essences et différentes dimensions était Fairker [37]. Il a en particulier mis l'accent sur l'influence du rapport longueur de flambement/épaisseur sur la les résistances. Agarwal [38] a réalisé un travail expérimental sur des poteaux en bois massif en résineux et en feuillus. L'étude traitait les effets du ratio largeur/épaisseur et de l'élancement ainsi que les effets des imperfections de la matière, de la courbure initiale du poteau et de l'excentricité de chargement. Des facteurs de réduction sont proposés pour prendre en compte ces imperfections et/ou ces excentricités.

Des études de flambement cyclique ont été réalisées sur d'autres matériaux (béton, acier...) par plusieurs auteurs. Nous citons de manière non exhaustive ; (Brodericket *al.*, 2005, Gomes *et al.*, 1997 et kyungsoo *et al.*, 2007) [39] [40][41].

Les études du comportement cyclique de flambement de poteaux en bois sont inexistantes. Afin de combler ce vide et dans l'optique d'une démarche permettant de mieux dimensionner les structures en zones sismiques, un travail a été mené en collaboration entre l'I2M/GCE

(Bordeaux) et le LGCH (Guelma - Algérie) sur l'étude expérimentale et la modélisation du comportement des poteaux sous charge de compression répétée conduisant à la rupture par flambement. Ce groupe de travail a aussi étudié la torsion cyclique des poutres (Chaplain *et al.*, 2009) [42]. L'étude consiste en l'analyse expérimentale du comportement d'éléments structuraux en bois soumis à des chargements cycliques en flambement. En flambement, les éléments étudiés sont des poteaux de dimensions réduites de 17,5 x 100 x 800 mm³ de dimensions moyennes en bois massif (épicéa) et en LVL (pin maritime). Au préalable des essais de flambement cycliques, des essais monotones, pilotés en déplacement donnent les forces d'instabilités. En se référant à ces forces nous appliquons un chargement cyclique piloté en force pré-flambement ou en déplacement post-flambement. Le protocole des essais cycliques est inspiré de ceux utilisés pour simuler les chargements sismiques et notamment par ceux proposés par Ceccotti (Ceccotti, 1997) [43]. En torsion, les éléments étudiés sont des poutres de dimensions réduites de 20 x 40 x 400 mm³ de dimensions moyennes en LVL (pin maritime).

I.3 Comportement des structures en bois en zones sismiques

Il a été montré dans plusieurs études ([44] [45]) que les performances parasismiques des structures à ossature en bois étaient généralement satisfaisantes en raison du rapport résistance/masse élevé du bois (sens des fibres). Ces structures sont donc largement utilisées en zones à fort risque sismique, d'une part, parce que ces systèmes constructifs permettent de réduire considérablement les charges verticales et par conséquent l'intensité des actions sismiques horizontales qui en découlent, et d'autre part, parce que le matériau bois présente des caractéristiques intéressantes au niveau amortissement et dissipation de l'énergie. Les éléments d'assemblage ont aussi un caractère dissipatif. On citera aussi une caractéristique dynamique intéressante du bois qui est sa résilience et sa faible ductilité sauf en compression perpendiculaire aux fibres.

Le comportement non linéaire à forte dissipation d'énergie des structures bois et leur masse réduite en font des systèmes constructifs potentiellement intéressants en zone sismique, bien que leurs domaines d'application soient limités

CHAPITRE II

ETUDE EXPERIMENTALE

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I. Etude bibliographique	4
CHAPITRE II. Etude expérimentale	36
II.1. Le flambement	38
II.1.1. Dispositif d'essai	38
II.1.1.2. Les éprouvettes	40
II.1.1.3. Planning expérimental	41
II.1.1.3.1. Introduction	41
II.1.1.3.2. Essais Post flambement	42
II.1.1.3.3. Pré-flambement	43
II.1.2. La torsion	46
II.1.2.1. Dispositif d'essai	46
II.1.2.2. Les éprouvettes	47
II.1.2.3. Planning expérimental	48
II.1.2.3.1. Les essais monotones initiaux	48
II.1.2.3.2. Les essais monotones finaux	48
II.1.2.3.3. Les essais de torsion cycliques	49
II.1.3 Conclusion	50

ÉTUDE EXPERIMENTALE

Pour aborder la durée de vie et l'étude du paramètre d'endommagement du bois (chapitre suivant), nous avons mené une campagne expérimentale de flambement a été réalisée au laboratoire I2M/GCE à l'Université de Bordeaux et une campagne de torsion au sein du FCBA Bordeaux. Le bois testé est le bois massif (épicéa) et le LVL pour les essais de pré flambement en plus du lamellé collé pour le post flambement. Les essais de torsion sont réalisés uniquement sur du LVL. Nous avons appliqué d'abord des sollicitations statiques de compression et de torsion pour définir le déplacement à l'instabilité et la force correspondant pour le flambement et le couple à un angle de 15° pour la torsion. Les résultats obtenus seront utilisés pour programmer les essais cycliques. Quelques essais de flexion statique ont été réalisés dans le but de calculer les valeurs du module de Young avant et après les essais cycliques de pré flambement et déterminer la dégradation de paramètres mécaniques.

II.1 Le flambement

II.1.1 Dispositif d'essai

Avant d'effectuer les essais cycliques, nous avons procédé à des essais monotones de compression pour dégager un protocole d'essais. Notre objectif était de réaliser des essais de flambement statique sur des poutres bi-articulées. Ces essais sont effectués sur un dispositif de flambement préalablement utilisé lors d'essais de flambement sur des poutres à inertie variable. Les premières poutres que nous avons utilisées avaient les dimensions suivantes : $700 \times 100 \times 20 \text{ mm}^3$. Cependant ce travail préliminaire nous a permis de constater que le dispositif d'appui (réalisés précédemment au labo) était inadapté. En effet les résultats obtenus sont faussés et inexploitable et ceci est dû aux conditions d'appui. La figure II-1 montre que les dispositifs d'appui ne représentent pas une bi-articulation parfaite. En effet, ces dispositifs, de par leurs poids et profondeurs relativement grands des appuis, des moments de flexion parasites aux deux extrémités de nos éprouvettes (figure II-2).



Figure II.1. Premier dispositif de flambement

Les efforts aux appuis étaient tels que nous avons observé parfois un enfoncement local des éprouvettes et même des ruptures dans cette zone.

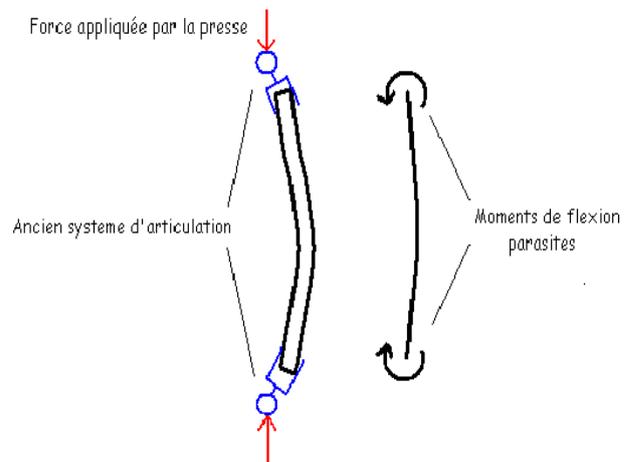


Figure II.2. Ancien dispositif de flambement et représentation des efforts parasites

Une nouvelle conception des mécanismes d'appui a été conçue pour pallier à ce problème. Ces appuis ont été remplacés par d'autres plus adaptées. Il s'agit de demi-cylindres, façonnés de manière à recevoir nos éprouvettes et insérés dans des cornières à ailes (Fig. II-3). Chaque cornière est fixée par soudure sur un socle qui prend place sur la presse. Une feuille de téflon, (0,2mm d'épaisseur) calée entre la cornière et le demi-cylindre, permet d'obtenir un frottement assez faible, constituant ainsi une articulation presque parfaite. Afin d'obtenir un flambement plus marqué, nous avons décidé d'augmenter l'élancement de l'éprouvette en faisant croître sa hauteur et aussi en amincissant légèrement son épaisseur. Les nouvelles éprouvettes testées ont les dimensions suivantes : $800 \times 100 \times 18 \text{ mm}^3$. Nos éprouvettes demeurent des modèles réduits homothétiques de poteaux que l'on peut trouver dans les constructions en bois, leurs élancements sont voisins de 158.

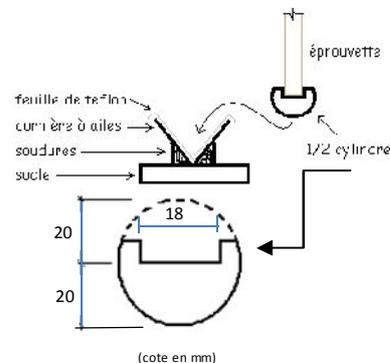
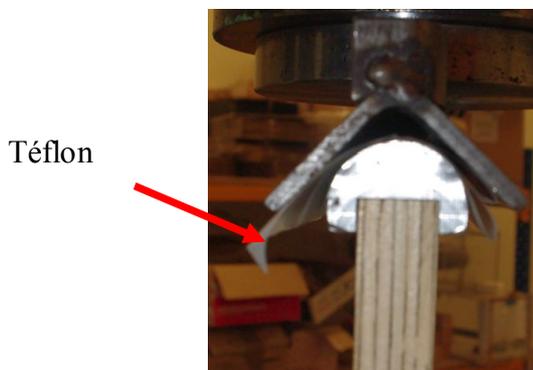


Figure II.3. Dispositif de flambement amélioré

Nous utilisons une presse hydraulique de 20 tonnes (marque Ibertest) (Fig. II-4). Pendant les essais, le temps, le déplacement de traverse ainsi que l'effort de compression appliqué sont mesurés ainsi que l'excentricité de la poutre en son milieu. La mesure de cette excentricité nécessite l'utilisation d'un capteur de déplacement (LVDT – course de 65 mm) et avec un capteur laser de course 20 mm qui prend la relève de la mesure dans le cas où le LVDT est hors course, dans le cas de déplacement important. La mesure de cette « flèche » va nous permettre de calculer le moment maximum (à mi hauteur de la poutre) sous l'effet du flambement et ainsi d'en déduire l'état de contrainte. Pour les essais de pré-flambement décrits plus loin un capteur de déplacement (course de 100 mm) nous a permis d'alléger le dispositif et d'enlever le capteur laser.

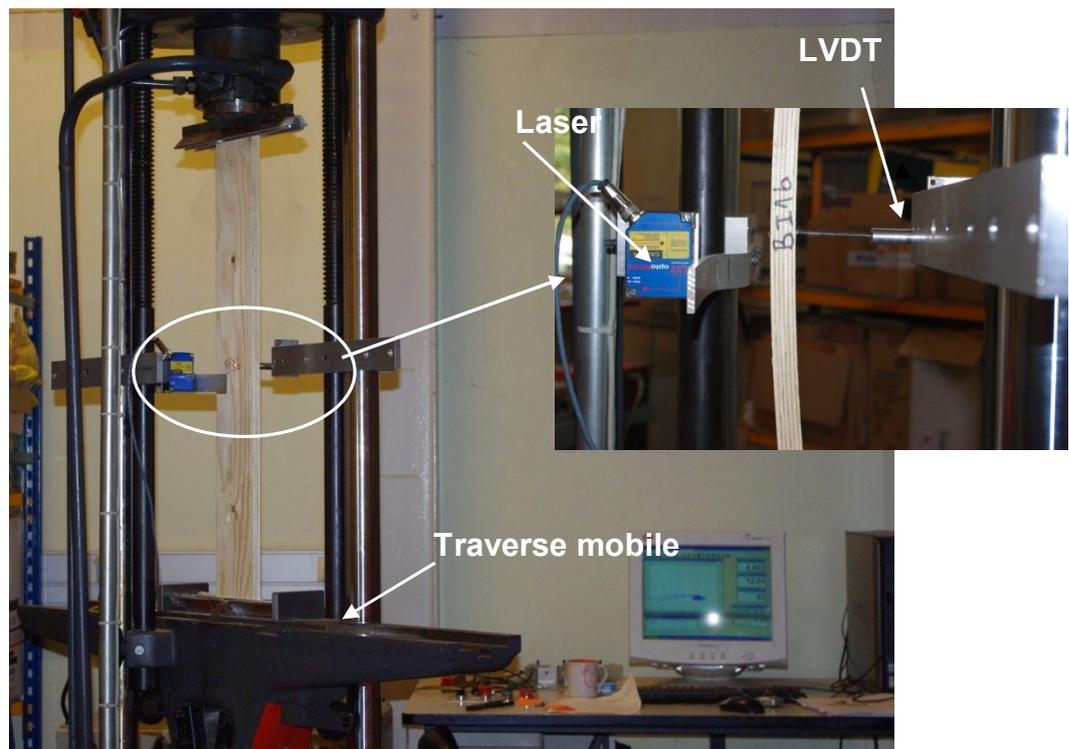


Figure II.4. La presse hydraulique de capacité 20T et le dispositif de mesure

II.1.1.2 Les éprouvettes

Pour favoriser le flambement, nous avons adopté un dispositif d'appui nouveau ainsi des éprouvettes élancées dont la géométrie se résume dans les dimensions suivantes : $800 \times 100 \times 18 \text{ mm}^3$. Tous les poutres utilisées lors des essais sont conservées dans les mêmes conditions de laboratoire: 20° C de température et 60% d'humidité relative suite à un stockage des échantillons dans une chambre climatique.

Dans le cas de sollicitations cycliques post-flambement deux séries de 18 éprouvettes de LVL, une série de 7 éprouvettes de lamellé collé et une série de 36 éprouvettes en épicea ont été réalisées. Notons qu'une première série d'éprouvettes (une vingtaine) a permis d'affiner le protocole d'essais et est non exploitable. Le schéma ci-dessous représente la forme prismatique de nos échantillons. Pour le pré flambement deux genres ont été étudiés : le bois

massif (39 éprouvettes) et le LVL (35 éprouvettes). Les caractéristiques : dimensions, densité et teneur en eau, sont recensées dans les tableaux II.1 et II.2 :

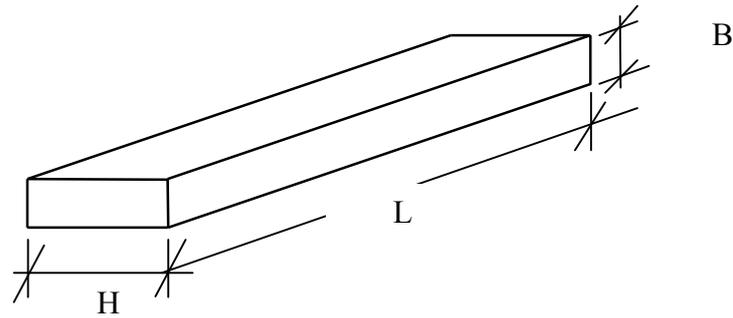


Figure II.5. Géométrie des éprouvettes testées

	Nbre Epreuves	Largeur (mm)		Epaisseur (mm)		Longueur (mm)		Densité		Teneur en eau H (%)	
		Moy.	E.t.	Moy.	E.t.	Moy.	E.t.	Moy.	E.t.	Moy.	E.t.
Bois Massif	36	99,5	3,4	17,4	0,1	799,8	1,2	0,438	0,029	12;1	1,3
Lamellé collé(GL28)	07	97,9	0,8	17,5	0,1	801,5	1,3	0,469	0,035	12,4	1,0
LVL (Kerto-S)	18	99,6	1,0	17,5	0,3	796,3	2,01	0,531	0,029	9,8	2,1

Tableau II.1. Caractéristiques géométriques, densité et humidité moyennes des éprouvettes testées en post flambement (Moy : moyenne, E.t.:Ecart type)

Pour les essais en pré-flambement deux séries de tests ont été menés:35 éprouvettes en LVL et 39 en bois massif

Epreuves	Nombre	Dimensions moyennes (mm)			Densité	H%
		L	H	B		
LVL (écart type)	35	800,6 (0,4)	101,1 (0,42)	17,5 (0,2)	0,53 (0,01)	11 (0,02)
Bois massif (écart type)	39	800,4 (0,49)	100,8 (0,36)	17,4 (0,1)	0,43 (0,02)	14 (0,01)

Tableau II.2. Dimensions moyennes des éprouvettes testées en pré flambement

II.1.1.3 Planning expérimental

II.1.1.3.1 Introduction

Le programme expérimental retenu consiste à réaliser les campagnes d'essais suivantes :

- Post flambement : cette série de tests se compose d'essais monotones (statiques) suivis d'essais cycliques. Ce premier protocole considère que l'instabilité du « poteau » dans la

structure correspond à une instabilité locale qui ne nuit pas à la tenue globale de la structure. En effet durant un tremblement de terre, si une instabilité de flambement apparaît dans un poteau principal, il peut rapidement conduire à l'effondrement de la structure globale. Cependant, de nombreux composants peuvent travailler dans la gamme post-pic (après instabilité locale) sans provoquer l'effondrement. C'est le cas, par exemple, du contreventement en diagonales dont le chargement pendant un tremblement de terre est régi par les déplacements des extrémités, qui sont eux-mêmes régis par la réponse globale de la structure. Nous voulons donc savoir, si dans cette situation, le système de contreventement peut-il être endommagé en raison du chargement cyclique dans le domaine post-pic, affectant ainsi éventuellement la stabilité et la fiabilité de la structure sous charges de service habituelles, après séisme.

- Pré flambement : la campagne d'essais de pré flambement. Ce protocole considère qu'une instabilité du poteau conduit à une instabilité globale de la structure. Ce type d'instabilité très nuisible à la structure mérite donc d'être étudié. Chronologiquement les essais effectués sont: essais monotones, essais de flexion statiques, essais cycliques et essais de flexion.

II.1.1.3.2 Essais Post flambement

Les essais monotones

Au préalable des essais cycliques, des essais monotones sont réalisés afin de déterminer le déplacement de la traverse (δ_e) correspondant au début d'instabilité. Le déplacement à l'instabilité, noté δ_e , nous servira comme référence lors des chargements cycliques pilotés en déplacement. Les essais monotones sont pilotés en déplacement à une vitesse de 1 mm/min.

Protocole des essais cycliques de post flambement

Le protocole qui a été développé consiste à solliciter l'éprouvette en déplacement cyclique après instabilité (post-flambement). Ce protocole considère que l'instabilité du « poteau » dans la structure correspond à une instabilité locale qui ne nuit pas à la tenue globale de la structure. Le protocole est inspiré de ceux utilisés pour simuler les chargements sismiques et notamment par ceux proposés par Ceccotti [43] pour les constructions en bois, ou ceux généralement utilisés pour les tests sur des poteaux en béton armé ou en constructions métalliques (Broderick *et al.*, 2005, Gomes *et al.*, 1997) [39,40]. Dans un premier lieu, des essais tests ont été menés pour affiner la consigne à donner à la machine. Cela concerne une vingtaine d'éprouvettes (LVL et LC) qui ont été testées en statique et en cyclique.

L'analyse des courbes de flambement monotones nous a permis de programmer les cycles de chargement. Cela consiste en une série de cycles croissants. Pour chaque échantillon et se référant à la valeur δ_e précédemment on applique un chargement cyclique de la manière suivante: initialement nous avons une étape de pré-charge monotone à une vitesse de 50 mm / min pour atteindre δ_e . l'échantillon est soumis à trois cycles intermédiaires pour atteindre progressivement un premier niveau de chargement [$\min = 1,5\delta_e$, $\max = 2,5\delta_e$] (Fig. II.6a). A ce niveau, l'échantillon est soumis à 50 cycles de forme triangulaire périodique d'amplitude constante et égale à δ_e à la vitesse de charge (déplacement) de 290 mm/min. Après cette série de 50 cycles, le déplacement maximum est augmenté de $0,5 \delta_e$ pour une

deuxième série [$\min = 2\delta_e$, $\max = 3\delta_e$]. Le même processus est répété de manière itérative entre chaque bloc de 50 cycles (Fig. II.6b). Les limitations de la machine d'essai (presse hydraulique) ne nous permettent pas d'effectuer des cycles très rapides et/ou un grand nombre de cycles explique les raisons du choix de ce protocole qui est un mélange entre un essai à cycles croissants rapidement et un essai de fatigue (agressivité va crescendo). Pendant les essais, l'excentricité est mesurée en continu dans la partie centrale de la poutre. La valeur moyenne des δ_e obtenue est de l'ordre de 1,7 mm pour les trois espèces. Le dernier bloc (neuvième) est illimité en nombre de cycles.

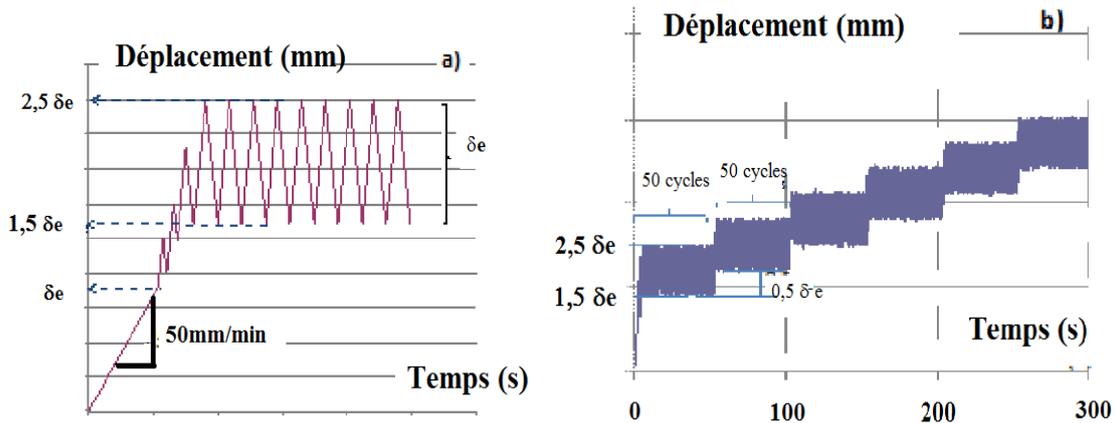


Figure II.6. a) Détail du début de tests cycliques b) Histoire du chargement réel des essais cycliques de post flambement (fréquence égale 1 Hz).

La figure II.6b représente le déplacement réel de la traverse durant les essais. De par l'inertie importante de cette traverse, la réponse de la machine (force déplacement) (Fig. II.6b) diffère un peu et ne respecte pas le signal de consigne. Le pilotage de la presse ne dispose pas de réglage du PID.

II.1.1.3.3 Pré-flambement

L'étude du pré flambement concerne le bois massif (l'épicéa) et le LVL (KertoS).

Les essais monotones

Comme pour le post flambement, des essais monotones sont réalisés avant les essais cycliques, à une vitesse de 1 mm/min, mais cette-fois pour déterminer la force à l'instabilité dite d'Euler (F_e). Dans le domaine pré-instabilité, nous pouvons appliquer un chargement cyclique en force, chargement impossible dans le cas post-instabilité. La sollicitation sera personnalisée à chaque éprouvette en tenant compte de la force F_e obtenue lors du chargement monotone.

Un constat a été fait par rapport aux dispositifs d'appui, nous avons remarqué qu'il y avait encore quelques frictions résiduelles. Suite à ce problème, les poutres sont un peu gênées dans leurs rotations aux extrémités. Une deuxième amélioration du dispositif d'appui est prise en choisissant un téflon plus épais 0.6mm et une lubrification des demi-disques. Le comportement de la force, en fin d'essai monotone, se traduit en général par une stabilisation de la force reprise par l'éprouvette (Fig. II.7).

L'instabilité se traduit par une chute brusque (système sans lubrification) ou une stabilisation de la force reprise par l'éprouvette (système lubrifié) (Fig. II.7). Les résultats ont montré une grande différence entre les valeurs de l'instabilité en fonction de la lubrification des ½ disques.

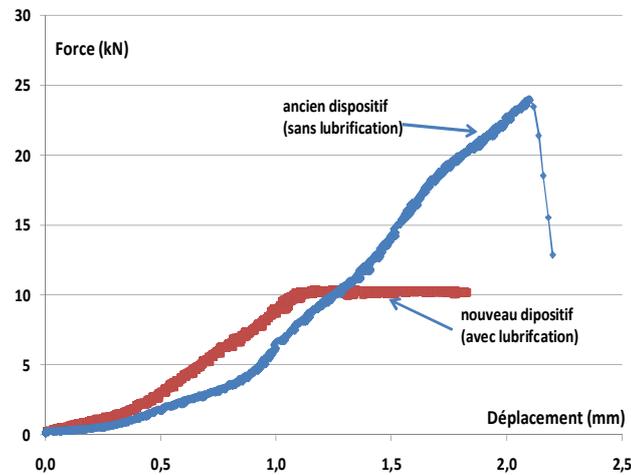


Figure II.7. Comportement en essai statique d'une éprouvette LVL avec ou sans lubrification des appuis.

La figure II-7 représente deux évolutions de la force en fonction du déplacement traverse dans le cas d'un dispositif « lubrifié » ou non : la lubrification permet d'obtenir une quasi articulation ($l_f =$ longueur de la poutre). Le frottement du dispositif non lubrifié correspond quasiment à la force d'instabilité calculée avec une longueur de flambement de 0,64 fois la longueur de l'éprouvette. Comme le montre la figure II-7, le constat général est que les valeurs des forces d'instabilité monotone chutent de plus de 50% par rapport à celles obtenues avec l'ancien dispositif.

La référence qui sera prise par la suite pour la consigne, lors de l'essai cyclique, représente la valeur à 50% (F_{e50}) de la fréquence cumulée des forces statiques issues des essais monotones avec lubrification.

Essais de flexion statique

Une campagne d'essais en flexion statique, pilotée en déplacement à une vitesse de 10mm/min est effectué avant et après les essais de pré flambement (Fig. II.8). Il s'agit d'un essai de flexion trois points réalisé dans le but de déterminer le module d'élasticité longitudinal et de déterminer son évolution avant et après les essais cycliques.

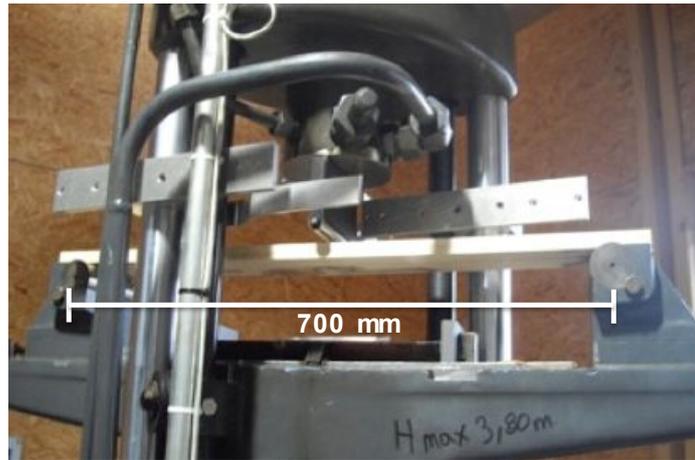


Figure II.8. Dispositifs de flexion 3 points

Le calcul de la charge critique d'Euler est donné par la relation

$$F_e = \frac{\pi^2 EI}{l_f^2} \quad (\text{II.1})$$

Avec F_e = force critique d'Euler, E module d'Young longitudinale du bois, I : inertie de la poutre (axe faible) et l_f longueur de flambement.

Protocoles des essais cycliques de pré flambement

Le pilotage de la presse se fait en force. Le protocole est inspiré de ceux utilisés pour simuler les chargements sismiques et notamment par ceux proposés par Broderick (Broderick *et al.*, 2005) et Gomes (Gomes *et al.*, 1997) [39][40] pour tester des poteaux en béton armé ou en constructions métalliques. Les éprouvettes sont sollicitées dans la phase de pré-instabilité, le flambement de l'élément étant considéré comme « fatal » à la structure. Les éprouvettes sont pré-chargées à une vitesse de 50 mm/min jusqu'à une force égale à 9% de F_{e50} (F_{e50} étant la force de référence égale à 50% de la distribution cumulée des forces monotones F_e). Les éprouvettes sont ensuite soumises à une force périodique triangulaire jusqu'à 90% de F_{e50} et à une amplitude égale à 81% de F_{e50} . La vitesse de chargement est de 24 kN/s (vitesse maximale autorisée par la presse), soit une fréquence théorique constante pour tous les essais de 1 hertz. Le chargement cyclique se fait par « paquets » de 100 cycles successifs avec un incrément de force par paquet de 9% de F_{e50} . Ce protocole a été fortement imposé par les capacités de la presse hydraulique utilisée. La figure II-9b représente la consigne de chargement divisée par la force de référence F_{e50} (SL_{e50}).

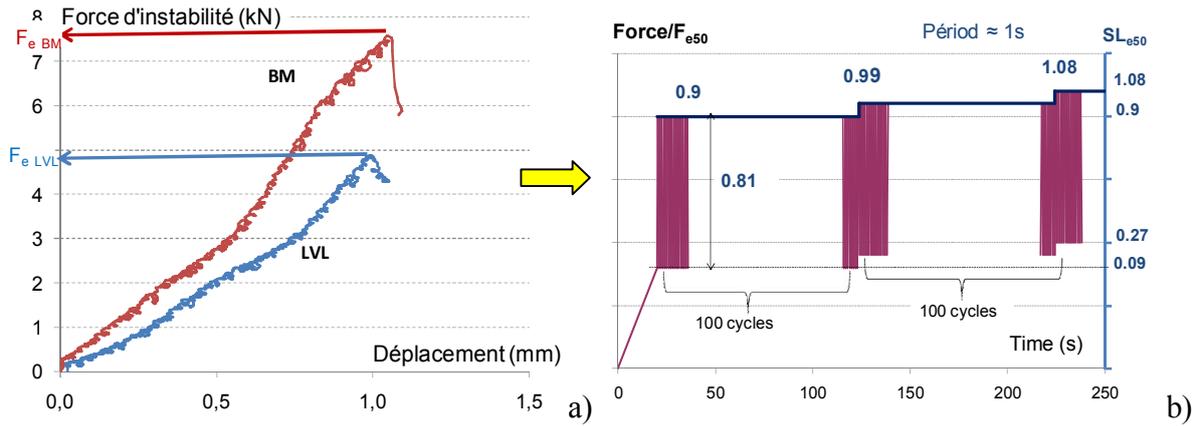


Figure II.9. a) Exemple de courbe force-déplacement sous un chargement monotone à 1mm/min : détermination de F_e (Force d'instabilité) – b) Protocole du chargement cyclique adimensionnel et niveau de charge SL_{e50} de référence (Force/ F_{e50})

Comme dans le cas du signal piloté en déplacement, nous rencontrons un problème de pilotage de la presse : le maximum et l'amplitude de la force programmée et la véritable sollicitation est très proche, par contre la fréquence du signal n'est pas de 1 hertz mais plus proche de 0,8 Hertz (Fig.II.10).

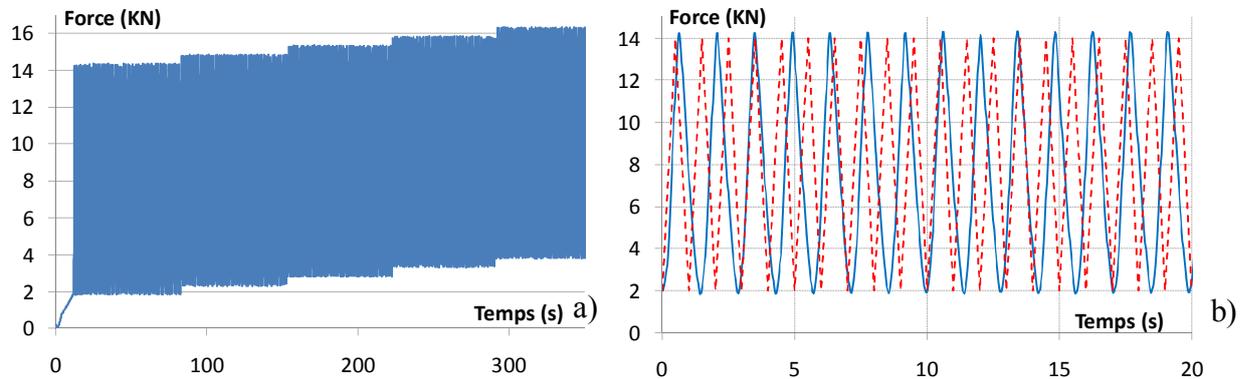


Figure II.10. a) Déplacement traverse de la machine - b) Différence entre le signal programmé et le déplacement traverse

II.1.2 La torsion

Les essais de torsion ont été effectués au FCBA de Bordeaux, nous tenons ici à remercier vivement M. Garcia qui nous a ouvert les portes du laboratoire de mécanique.

II.1.2. 1 Dispositif d'essai

Les essais de torsion sont réalisés sur une machine servo-hydraulique de capacité 10kNm. La figure II.11 présente le dispositif de fixation: les éprouvettes sont encastrées en tête et en

pieu avec une possibilité de glissement en tête afin d'éviter le gauchissement, la longueur libre est de 600 mm. La rotation mesurée est une rotation globale (rotation tête de vérin) :



Figure II.11. Dispositif d'essais de torsion

II.1.2.2 Les éprouvettes :

Une cinquantaine d'éprouvettes de section rectangulaire ($40 \times 28 \text{ mm}^2$) sont utilisées, elles sont en LVL et sont tirées du même lot utilisé pour le flambement. Elles ont une densité moyenne de 0,53 et un pourcentage moyen d'humidité de 11%.

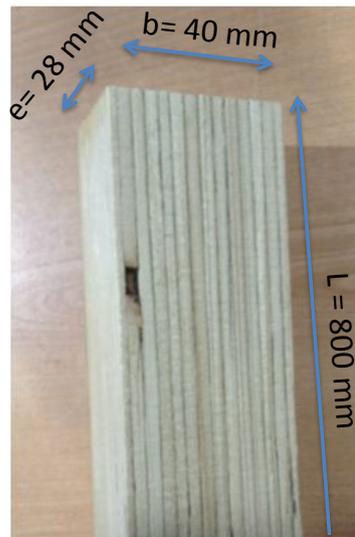


Figure II.12. Eprouvette de torsion (LVL)

II.1.2.3 Planning expérimental

La campagne expérimentale se décompose en trois phases appliquées à chaque poutre : premièrement un essai monotone piloté en déplacement dans le domaine élastique (angle de torsion limité 15°), deuxièmement un essai cyclique piloté en couple et troisièmement un essai monotone jusqu'à l'angle maximum de la presse. De par la limitation en rotations de la presse (75° maximum), les éprouvettes testées sous chargement de fatigue ne sont pas entièrement endommagées, le dernier essai monotone nous permet de déterminer le niveau de dommage des diverses éprouvettes.

II.1.2.3.1 Les essais monotones initiaux

Avant chaque essai cyclique, nous caractérisons chaque éprouvette en la soumettant à un chargement de torsion monotone sous une vitesse de 0,5 degré par seconde en charge et de 1 degré par seconde en décharge, en restant dans le domaine élastique : angle de torsion limité à 15° . Cet essai préliminaire va nous servir à différencier les éprouvettes à partir du couple maximum à 15° (C_{15°) (Figure II-14).

De plus et afin d'avoir une estimation des résistances (C_s) des éprouvettes, des essais monotones ont aussi été réalisés sur 8 éprouvettes « jumelles » à celles testées en cyclique. En effet pour 8 poutres de LVL, 2 éprouvettes ont été taillées côte à côte (Fig. II.13) : l'une, notée éprouvette a, est testée sous le protocole « cyclique », l'autre, notée éprouvette b, n'est soumise qu'à un chargement monotone jusqu'à 75° . Bien que la rupture de la poutre b ne soit pas « complète », on constate sur la figure II.13 (courbe verte) que le couple maximum de résistance est cependant atteint. On peut également constater que les évolutions couple-déformé angulaire des 2 éprouvettes sont similaires. De ce fait, par la suite, on considérera que la « résistance » (C_{75°) obtenue sur l'éprouvette b correspond à la résistance (C_s) de l'éprouvette a.

En effet, nous définissons dans notre travail un niveau de référence de charge SL_r comme le rapport entre le moment maximum appliqué et le couple maximum atteint lors de l'essai monotone initial.

II.1.2.3.2 Les essais monotones finaux

A la fin de chaque essai cyclique un essai monotone est réalisé jusqu'à 75° pour évaluer le taux d'endommagement de l'éprouvette. La figure II.13 présente un exemple d'évolution couple-déformation angulaire obtenu sur deux éprouvettes jumelles sous chargements monotones pilotés en déplacement ; les évolutions sont similaires, le jumelage semble donc convenable.

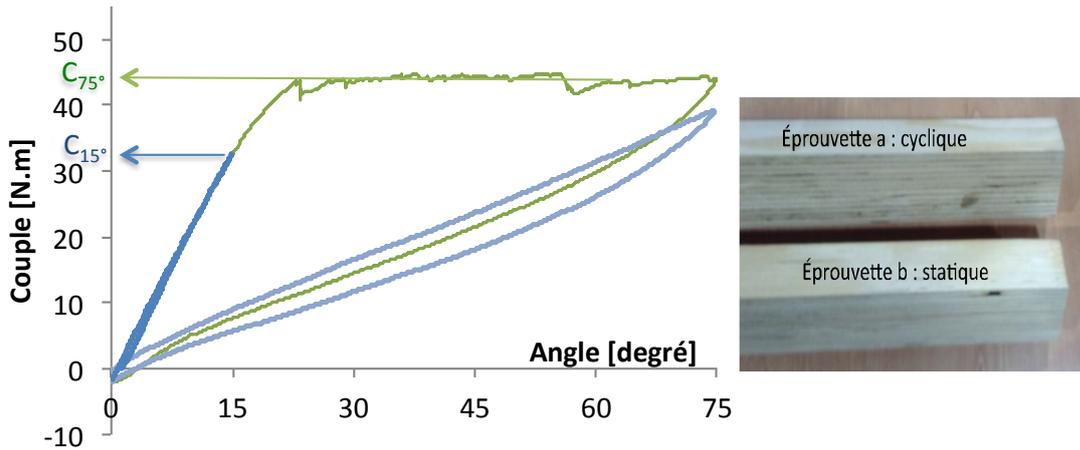


Figure II.13. Exemple d'évolution couple-rotation avant et après les essais de fatigue (ép. a – courbes bleues) et résultat sur une ép. b, testée uniquement sous chargement monotone jusqu'à la limite de la machine (75°) (courbe verte).

II.1.2.3.3 Les essais de torsion cycliques

La consigne des essais cycliques de torsion est triangulaire, la fréquence a été fixée à 1 Hz.(fréquence courante en zone sismique). Le couple maximum a été fixé égale à 45 N.m au regard d'essais monotones sur les éprouvettes b (C_s moyen ≈ 48 N.m, 94%). Quatre couples minimum ont été choisis 0 N.m, 4 N.m, 11 N.m et 22 N.m, soit les rapports R (R = couple minimum/couple maximum) : $R=0$, $R=0,1$, $R=0,25$ et $R=0,5$. La plage de rotation permise par la machine est de 75°, pour avoir un angle de déformation maximum des éprouvettes nous nous sommes limités aux essais ondulés, les essais alternés auraient donné des angles de déformations moins importants donc moins endommageant. La figure II.14 résume les diverses consignes de pilotage. Chaque série de chargement a été appliquée à au moins 10 éprouvettes.

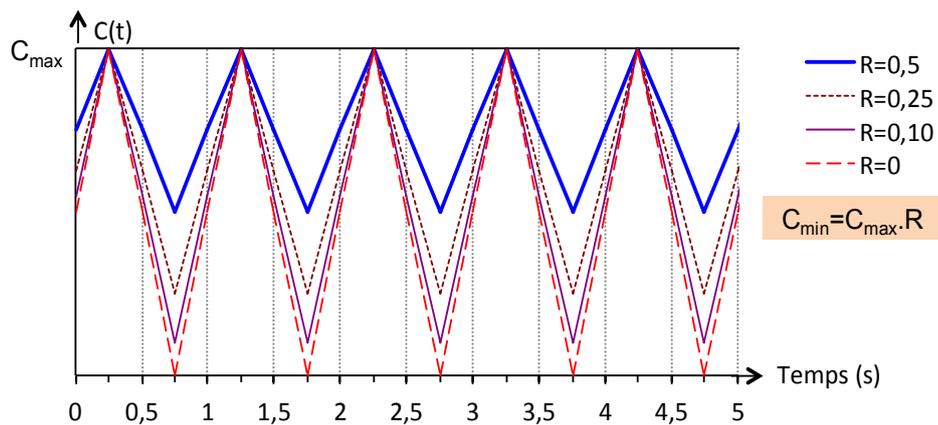


Figure II.14. Consignes de pilotage

II.1.3 Conclusion

Nous avons réalisés deux grandes campagne d'essais cycliques à savoir : le flambement pour simuler le comportement des poteaux en bois et la torsion qui concerne les poutres déversées. Ces deux grandes campagne d'essais cycliques sont précédées d'essais statiques. Les essais de flambement se subdivisent en essai de post flambement et essai de pré flambement. Les forces statiques et le déplacement à l'instabilité sont utilisés comme référence pour instaurer le protocole des essais cycliques en pré flambement et post flambement respectivement. Concernant les essais de torsion un jumelage systématique de deux éprouvettes, l'une testée sous chargement statique et l'autre sous un chargement dynamique a permis de définir le niveau de charge SL appliqué lors du chargement cyclique. Le chapitre suivant sera consacré à la présentation et l'interprétation des essais statiques et cycliques.

CHAPITRE III

RESULTATS ET DISCUSSION

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I. Etude bibliographique	4
CHAPITRE II. Etude expérimental.....	38
CHAPITRE III. Résultats et discussion.....	53
III.1. Flambement.....	53
III.1.1. Post flambement.....	52
III.1.1.1. Essais monotones:.....	53
III.1.1.2. Essais cycliques	55
III.1.2. Pré-flambement.....	61
III.1.2.1. Essais monotones de compression.....	64
III.1.2.2. Essais statiques de flexion.....	64
III.1.2.3. Essais cycliques	64
III.2. La torsion	66
III.2.1. Essais monotones	66
III.2.2. Essais cycliques.....	67
III.3 Conclusion.....	70

RESULTATS ET DISCUSSION

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents résultats obtenus lors des divers essais réalisés. Les résultats statiques sont résumés dans des tableaux et une distribution cumulée nous permet de dégager les valeurs des déplacements ou des forces (seuil de charge) à utiliser pour les essais cycliques. L'analyse de l'évolution des contraintes au cours des essais cycliques nous permet d'avoir une idée primaire sur l'évolution du dommage. La deuxième partie du chapitre concerne la torsion.

III.1 Flambement

III.1.1 Post flambement

III.1.1.1 Essais monotones:

Les résultats des essais monotones sont résumés dans le tableau III.1. La force maximale à l'instabilité obtenue pour l'épicéa est en moyenne de 15 kN (écart type de 4 kN) et passe à 20 kN pour le LVL et le lamellé-collé. Le déplacement δ_e moyen est de 1,9 mm pour le LVL et est un peu plus faible, de 1,7 mm, pour le bois massif et le LC.

	Fe (KN)		déplacement δ_e (mm)		Excentricité (mm)	
	moyenne	Ecart type	moyenne	Ecart type	moyenne	Ecart type
Bois massif	15,63	3,89	1,72	0,33	3,37	2,58
Lamellé collé	20,14	4	1,64	0,362	3,84	5,33
LVL (KERTO-S)	20,64	5,5	1,87	0,48	4,95	3.74

Tableau III.1. Valeurs moyennes des forces et des déplacements à l'instabilité pour les 3 types de bois.

Sur la figure III.1 est représenté un exemple d'évolution de la force en fonction du déplacement (traverse) où nous pouvons distinguer clairement le début de l'instabilité qui se traduit par une brusque diminution de la force reprise par l'éprouvette.

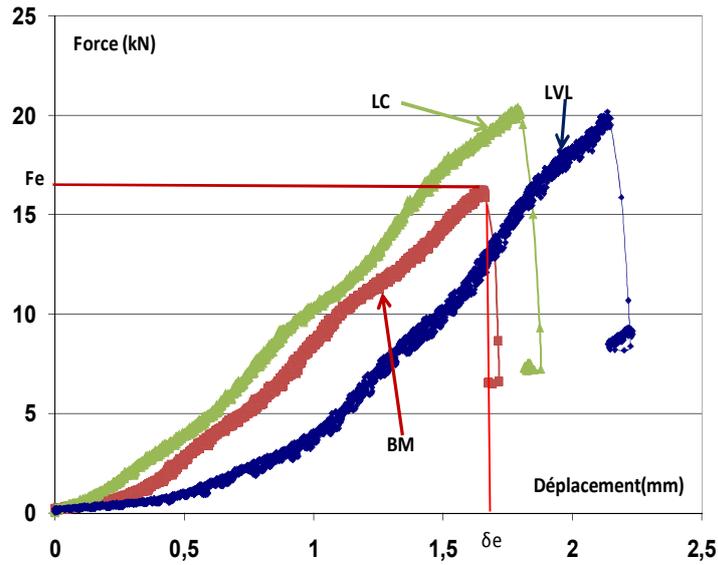


Figure III.1. Exemple de courbes (force-déplacement) pour les trois types d'éprouvettes (bois massif, LVL et LC) obtenues durant les essais monotones

Nous remarquons que les trois types de bois ont un comportement presque identique jusqu'à l'instabilité : une première phase de mise en place (rattrapage de jeu), légèrement plate est observée (visible surtout pour le bois massif), suivie d'une phase quasi rectiligne et enfin une chute brusque de l'effort, caractérisant l'instabilité.

Une distribution cumulée des déplacements longitudinaux est présentée en figure III.2 et ce pour les trois espèces de bois testées. Nous y remarquons que les trois genres d'éprouvettes ont à peu près les mêmes résultats donnent des distributions presque uniformes.

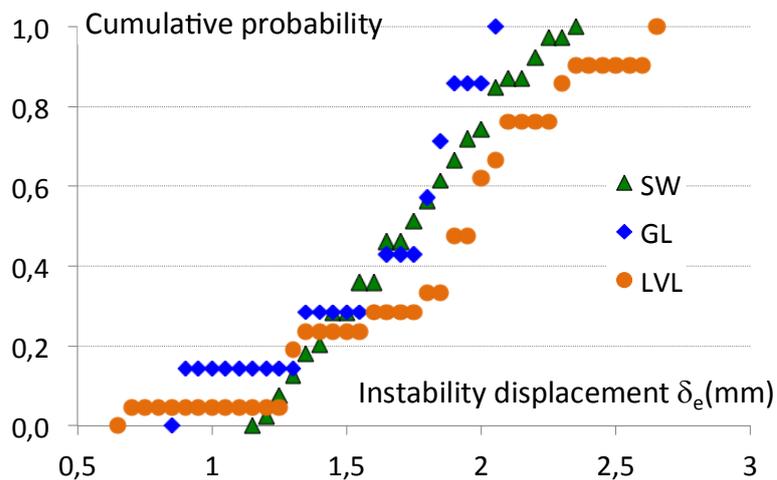


Figure III.2. Distribution cumulée du déplacement longitudinal δ_e pour les trois types de bois testés.

III.1.1.2 Essais cycliques

Modes de rupture observés

Lors des essais, nous avons pu constater un mode de rupture propre à chaque type d'éprouvettes :

- Le bois massif subit d'abord un endommagement par compression (Fig. III.3) suivi généralement par une rupture brutale de la face tendue sur toute sa largeur au milieu de la poutre excepté en présence de nœuds à proximité de la zone centrale. Dans ce cas, la rupture a lieu au niveau de cette zone de faiblesse(Fig.III.4).



Figure III.3. Endommagement par compression avant rupture par traction



Figure III.4. Rupture brutale par traction du bois massif

- Le LVL présente également un endommagement de ses lamelles comprimées et sa rupture est due à un décollement des lamelles de la zone tendue (Fig.III.5). Cette rupture est principalement localisée à mi-hauteur de la poutre, au niveau de la zone la plus sollicitée, hormis lorsque nous sommes en présence d'une reprise de collage des plis proches de cette zone. Dans ce cas, la rupture se produit au niveau de cette jointure.



Figure III.5. Décollement des lamelles de la zone tendue du LVL

- Le Lamellé collé se comporte à la rupture de manière presque similaire au bois massif et ceci se traduit par une cassure brusque au niveau de la lamelle la plus faible (au sens mécanique), rupture entraînant à plus ou moins long terme la rupture des autres lamelles. Dans le cas de défauts près du milieu du poteau, nœud, aboutages, la rupture se focalise sur cette zone. (Fig. III.6)



Figure III.6. Rupture de la lamelle la plus faible pour le LC

Résultats

Les résultats relevés durant chaque essai cyclique par la machine d'acquisition sont : le temps (s), la force (kN), la course et l'excentricité (mm). Nous présentons tout d'abord les résultats bruts.

<i>Bois massif</i>	<i>Nombre de cycles à la rupture</i>	$F_{max}(kN)$	$\delta_e(mm)$	<i>Remarque</i>
SW01	325	18.30	1.92	Rupture
SW02	426	10.199	1.62	
SW03	677	10.09	1.53	
SW04	402	16.68	2.32	Rupture
SW05	360	13.52	2.03	Rupture
SW06	784	14.79	1.51	
SW07	312	14.30	1.28	
SW08	160	15.08	1.61	Rupture
SW09	360	8.05	2.21	Rupture
SW10	420	12.62	1.72	Rupture
SW11	427	11.00	1.31	Rupture
SW12	352	17.34	2.25	Rupture
SW13	254	18.67	1.54	Rupture
SW14	180	16.23	1.42	Rupture
SW15	642	23.56	1.24	
SW16	788	16.25	1.16	
SW17	105	11.88	2.20	Rupture
SW18	53	9.66	2.06	Rupture
SW19	273	16.78	2.03	Rupture
SW20	460	17.82	1.42	Rupture
SW21	184	15.72	1.64	Rupture
SW22	422	14.63	2.20	Rupture
SW23	345	16.82	1.30	Rupture
SW24	155	16.22	1.42	Rupture
SW25	171	17.97	1.76	Rupture
SW26	329	14.57	1.39	Rupture
SW27	450	15.90	2.03	Rupture
SW28	408	15.60	1.99	Rupture
SW29	303	17.77	1.77	Rupture
SW30	82	15.57	1.64	Rupture
SW31	502	14.70	1.84	
SW32	260	23.46	2.03	Rupture
SW33	56	17.91	1.87	Rupture
SW34	52	10.78	1.31	Rupture
SW35	120	19.85	1.93	Rupture
SW36	261	19.91	1.71	Rupture
SW37	466	16.84	1.25	
SW38	226	23.293	1.83	Rupture
SW39	372	11.70	1.88	Rupture

Tableau III.2. Résultats des essais cycliques pour le bois massif.

Lamellé collé	Nombre de cycles à la rupture	$F_{max}(kN)$	$\delta_e(mm)$	Remarques
GL1	355	20.43	1.79	Rupture
GL2	117	19.87	1.81	Rupture
GL3	107	12.18	0.90	Rupture
GL4	351	21.57	2.02	Rupture
GL5	420	22.45	1.87	Rupture
GL6	654	17.10	1.32	Rupture
GL7	560	22.04	1.62	

Tableau III.3. Résultats des essais cycliques pour le lamellé-collé.

LVL	Nombre de cycles à la rupture	$F_{max}(kN)$	$\delta_e(mm)$	Remarques
LVL1	68	23.63	2.04	Rupture
LVL2	310	25.50	1.78	Rupture
LVL3	510	23.19	2.06	
LVL4	60	20.14	1.87	Rupture
LVL5	412	14.74	1.34	
LVL6	262	23.63	2.61	
LVL7	130	24.64	2.33	Rupture
LVL8	68	22.30	2.28	Rupture
LVL9	255	24.44	2.3	Rupture
LVL10	450	24.06	2.60	
LVL11	203	15.61	1.3	Rupture
LVL12	156	19.0	1.9	Rupture
LVL13	433	20.1	1.3	Rupture
LVL14	470	12.0	0.7	
LVL15	104	24.6	1.9	Rupture
LVL16	365	15.8	1.3	Rupture
LVL17	65	23.8	2.0	Rupture
LVL18	500	21.8	2.0	
LVL19	552	21.4	1.6	
LVL20	3	25.0	2.1	Rupture
LVL21	420	17.8	2.0	Rupture

Tableau III.4. Résultats des essais cycliques pour le LVL

	<i>cycles à rupture</i>	F_{max} (kN)	δe (mm)	<i>Remarque</i>
LVL-1	906,5	12,4	1,5	
LVL-2	984	10,58	1,32	
LVL-3	861	8,64	1,13	
LVL-4	1167	9	1,27	
LVL-5	1180	10,13	1,11	
LVL-6	307	9,52	1,22	
LVL-7	508	11,8	1,53	
LVL-8		7,89	0,98	pas de rupture
LVL-9		8,28	1,15	pas de rupture
LVL-10		8,12	1,16	pas de rupture
LVL-11	880	8,5	1,44	
LVL-12	706	11,28	1,04	
LVL-13	643	9,33	1,37	
LVL-14	647	8,67	1,22	
LVL-15	1163	7,6	1,03	
LVL-16	709	10,75	1,42	
LVL-17		9,98	1,35	pas de rupture
LVL-18	1062	10,4	1,11	

Tableau III.5. Résultats des essais cycliques pour le LVL – 2ème campagne

Interprétation

Le premier traitement des résultats nous permet de voir les évolutions des contraintes durant l’essai cyclique pour chaque éprouvette (Fig.III.7). Nous présentons l’évolution des contraintes des maximums dans la partie centrale de la poutre, aux niveaux des fibres extérieures en fonction de l’excentricité. Nous pouvons observer l’augmentation des contraintes jusqu’à l’endommagement par compression et la rupture fragile par traction.

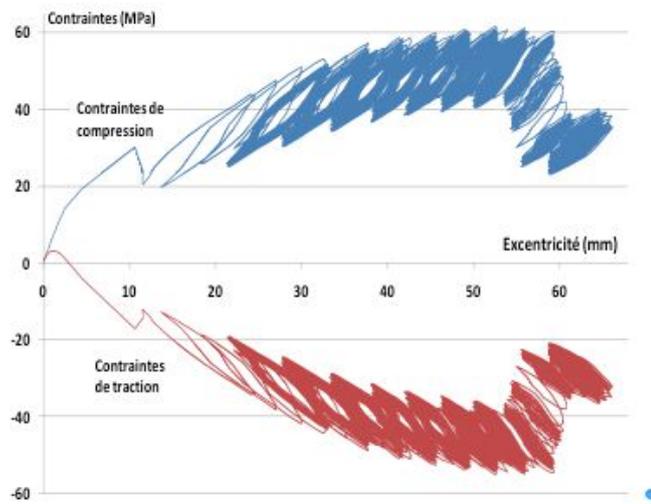


Figure III.7. Exemple d’évolution des contraintes à mi hauteur de la poutre en fonction de l’excentricité au milieu de la poutre (bois massif)

Une autre manière de voir l'évolution des contraintes durant l'essai cyclique est de les exprimer en du déplacement (Fig. III.8)

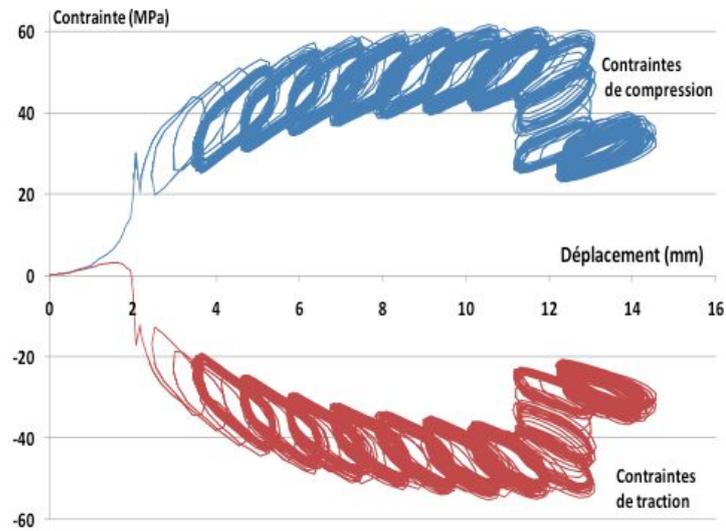


Figure III.8. Exemple d'évolution des contraintes à mi hauteur de la poutre en fonction du déplacement traverse (cas d'un essai sur du bois massif)

En chaque point de mesure, le calcul des contraintes sur la figure III.8 est exprimé en prenant compte de l'effet de l'effort de compression appliqué et du moment créé par l'excentrement de la poutre. Au début de l'essai, la contrainte garde le même signe sous l'effet de l'effort qui est prépondérant. L'allure des courbes est croissante pendant le déroulement de l'essai et commence à fléchir juste avant la rupture pour chuter brusquement. Ceci s'explique par le fait qu'arrivée à un certain déplacement, la poutre « s'excentre » sans même exercer un effort conséquent. En effet ce constat se confirme sur la figure III.9, où après l'instabilité, lorsque le déplacement dépasse la valeur δ_e , la force diminue en général de moitié. Ensuite, nous constatons la diminution continue de l'effort de compression induit par le déplacement de la machine, au fur et à mesure de l'augmentation de l'excentricité. Par contre, de par l'augmentation de l'excentricité, les contraintes dans l'éprouvette augmentent jusqu'à atteindre la limite du matériau.

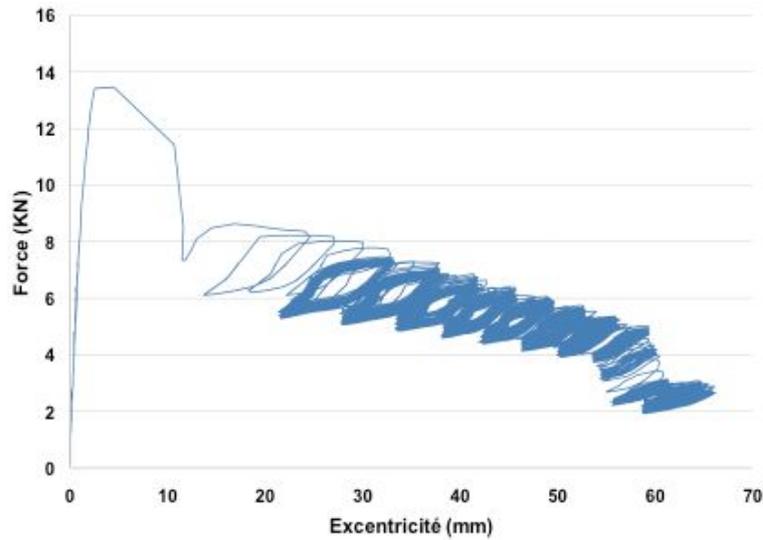


Figure III.9. Exemple d'évolution de la force dans la section centrale en fonction de l'excentricité lors de l'essai cyclique pour le bois massif.

Cependant la figure III.10 montre la sollicitation la plus prépondérante à savoir le moment de flexion qui croît durant l'essai. Il est à remarquer que pour pouvoir raisonner sur l'évolution des contraintes les résultats sont ceux obtenus sur une même poutre (Fig. III.7 à III.10) à savoir du bois massif.

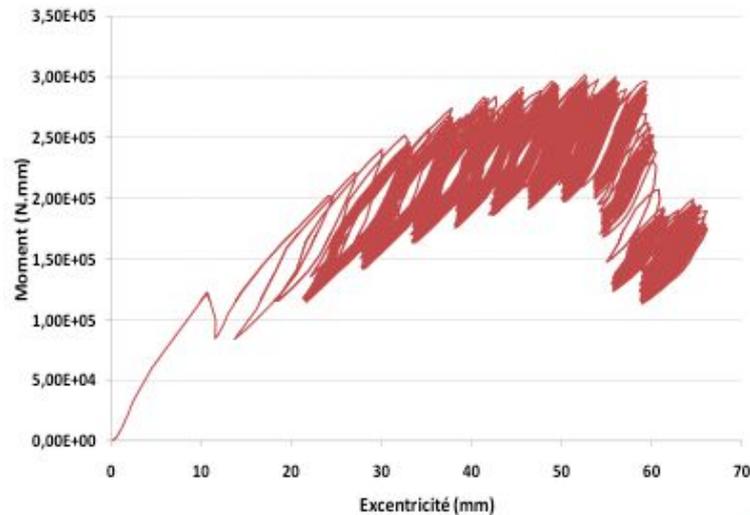


Figure III.10. Exemple d'évolution du moment dans la section centrale en fonction de l'excentricité lors de l'essai cyclique pour le bois massif.

III. 1.2 Pré-flambement

Modification du dispositif d'essais

Un dépouillement des résultats sans lubrification a montré une différence entre la valeur de la force à l'instabilité trouvée lors des essais monotones et la valeur théorique (force critique d'Euler) pour un système bi-articulé. Donc notre souci majeur durant ces essais était de concevoir un dispositif qui nous rapprocherait le plus possible des valeurs théoriques, ainsi

que d'établir un protocole d'essai que l'on espère final pour le reste des essais. Ceci nous a conduit à essayer de perfectionner le dispositif en changeant l'épaisseur du téflon de 0,05 mm à 0,6 mm et de mettre un lubrifiant sur le contact téflon-cornière et entre le contact téflon-pièce demi-ronde. Ceci nous a amené à entreprendre des essais de flexions statique pour déterminer les module de Young des poutres testées.

Le calcul du module de Young issu des essais de flexion nous permet de déduire la force critique d'Euler théorique pour un système bi-articulé (F_e pour $l_f = l$). Ensuite à partir des résultats des efforts statiques (essais monotones de flambement) et en ayant le module de Young (obtenu en flexion), nous tirons la longueur de flambement l_{fexp} . Le rapport trouvé entre la moyenne des longueurs de flambement ($l_{fexpmoy}$) et la longueur de flambement théorique ($l_f =$ longueur de la poutre), tourne autour de 0,64 ($l_{fexpmoy} / l_{f=800} = 0,64$) (Fig. III.11).

2

Les résultats des essais pré flambement ont donc été réalisés avec des articulations avec frottement (articulations semi-rigides) conduisant à une longueur moyenne de flambement de l'ordre 0,64 fois la longueur de l'éprouvette.

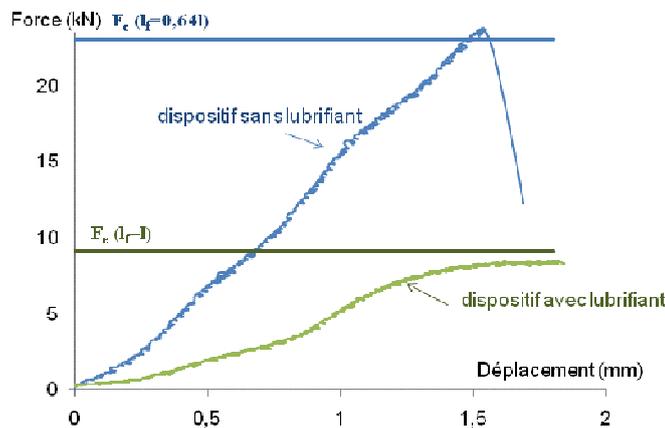


Figure III.11. Exemple de résultats d'essais statiques avec le deuxième dispositif sans lubrifiant ($l_f=0,64.l$) et avec lubrifiant ($l_f = l$), l : longueur de l'éprouvette = 800mm, l_f : longueur de flambement (LVL)

Sur la figure III.12 est représenté la charge critique d'Euler calculée à partir des résultats des essais de flexion, notée f_{ef} , en fonction de la force d'instabilité f_e obtenue lors des essais monotones.

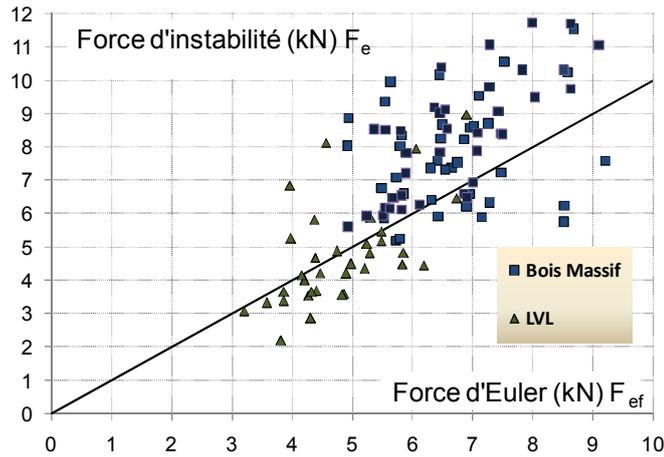


Figure III.12. Force d’instabilité F_e (expérimentale) en fonction de la force critique d’Euler F_{ef}

Près de 20% des éprouvettes en LVL ont une force d’instabilité calculée f_{ef} inférieure à celle obtenue lors des essais monotones à gauche de la droite ($y = x$) ; ceci est sans doute dû à un frottement au niveau des appuis. Par contre le bois massif présente presque toujours une force d’instabilité plus élevée en pratique qu’en théorie, ceci est sans doute dû à une lubrification moins efficace de notre système quand l’effort appliqué est élevé. On retrouve ces résultats sous la forme d’une distribution cumulée sur la figure III-13

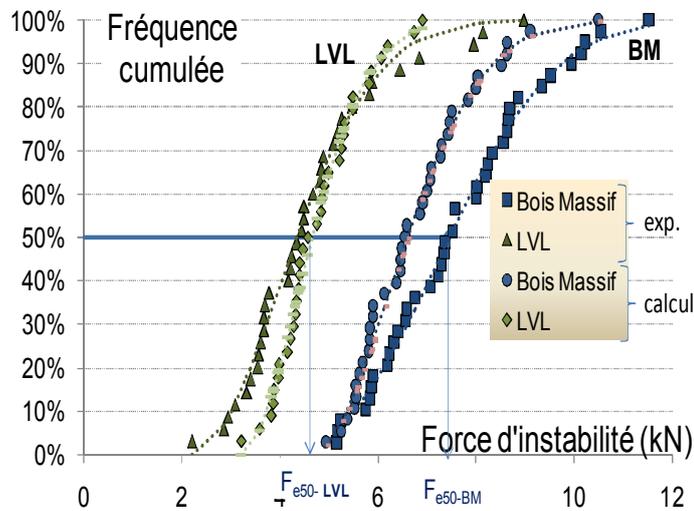


Figure III.13. Distribution cumulée expérimentale (essais monotones) et théorique (calcul à partir de E)

Expérimentalement, le bois massif a une force plus élevée que celle issue des calculs (F_{ef}) : la force d’instabilité à 50% de la probabilité cumulée est égale à 6,6 kN pour la valeur calculée et de 7,6 kN expérimentalement.

Par la suite, seuls les résultats avec le système d’appui lubrifié, sont présentés.

III. 1.2.1 Essais monotones

La force maximale à l'instabilité obtenue, avec ce nouveau dispositif, pour les deux matériaux, est en moyenne de 4,76 kN (écart type de 1,24 kN) pour le LVL et de 7,65kN avec un écart type de 1,6 kN pour l'épicéa. Le comportement (relation force / déplacement traverse) des deux matériaux jusqu'à l'instabilité est très disparate où le bois massif présente une force instabilité moyenne presque égale au double de celle du LVL (Tab. III.6).

Matériau	Nombre d'éprouvettes	Force d'instabilité moyenne (kN)	Ecart type
LVL	35	4,76	1,24
BM	39	7,65	1,60

Tableau III.6. Résultats des essais monotones.

3.1.2.2 Essais statiques de flexion

Le calcul du module de Young avant et après les essais cycliques de pré flambement est résumé dans le tableau III.7. Ce tableau montre qu'après les essais cycliques, le module de Young et la force d'Euler tendent à se stabiliser (variation moyenne de 2% pour le LVL et de 4% pour le bois massif). Ceci peut être imputé à une consolidation des éprouvettes.

	Avant chargement cyclique		Après chargement cyclique				
	E ₁ (MPa)	F _{ef1} (kN)	E ₂ (MPa)	F _{ef2} (kN)	E ₂ /E ₁	F _{ef2} /F _{ef1}	F _e exp. (kN)
LVL (Ecart type)	6 377 (1 169)	4,84 (0,88)	6 523 (988)	4,95 (0,73)	1,02 (0,03)	1,02 (0,03)	4,76 (1,24)
BM (Ecart type)	8 929 (1 626)	6,78 (1,23)	9 298 (1 670)	7,06 (1,26)	1,04 (0,02)	1,04 (0,02)	7,65 (1,6)

Tableau III.7. Valeurs moyennes (et écart-types) du module de Young longitudinal et de la force d'Euler (F_{ef}) obtenues à partir d'essais de flexion avant et après essais cycliques. Valeurs moyennes (et écart-types) de la force d'instabilité F_e issue des essais monotones

III.1.2.3 Essais cycliques

Durant les essais cycliques, l'analyse des courbes d'hystérésis force-déplacement (Fig. III.14) montre que la force est en constante augmentation jusqu'à l'instabilité. Le comportement du bois peut être décrit comme visco-élastique (boucle d'hystérésis). L'élément a un comportement capable d'accumuler et de dissiper l'énergie lors d'une action sévère telle que l'action sismique. C'est ce caractère (le caractère visqueux) qui nous a poussé à utiliser dans le chapitre suivant le modèle Chaplin [46].

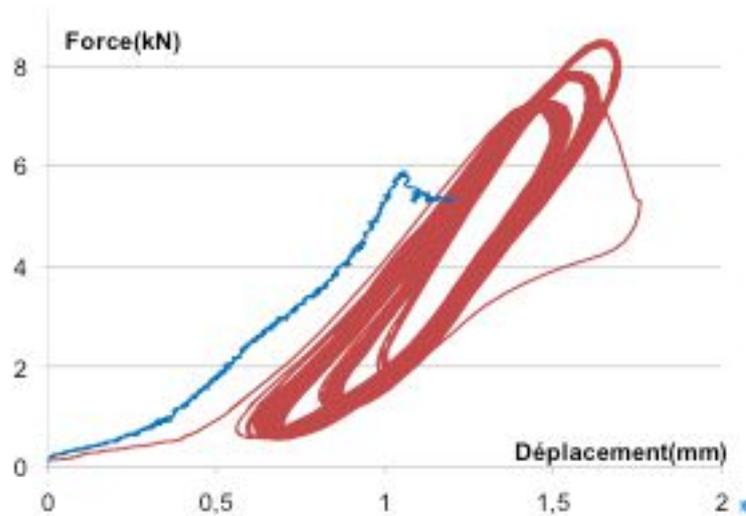


Figure III.14. Exemple de comparaison de l'évolution de la force en fonction du déplacement entre l'essai monotone et l'essai cyclique (bois massif)

Sur la figure III.15 nous présentons l'évolution de la force en fonction du déplacement traverse dans le cas d'une instabilité obtenue au 6^{ème} « paquet » pour un LVL.

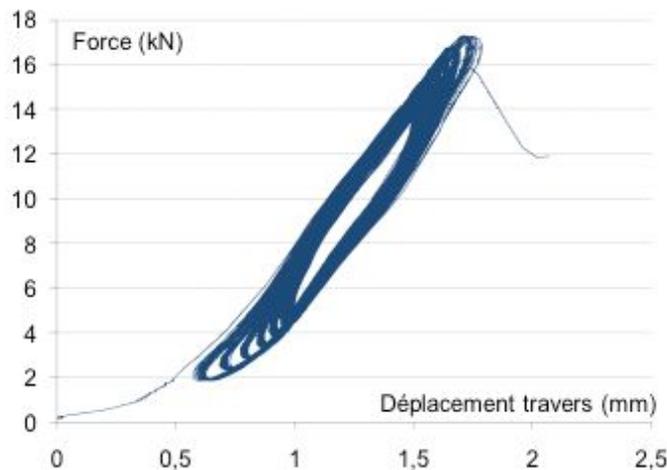


Figure III.15. Exemple d'évolutions de la force en fonction du déplacement de la traverse et des contraintes à mi hauteur de la poutre(LVL);

La figure III.16 montre l'évolution des contraintes dans la section médiane de la poutre citée en figure III.15. Ces deux évolutions (voir: figure III.15 et figure III.16) sont très différentes de celles observés lors des essais post-flambement : la force comme la contrainte croit tout au long de l'essai jusqu'à l'instabilité voir parfois la rupture.

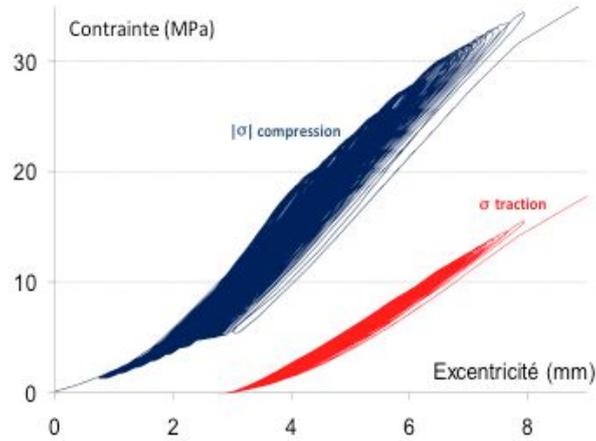


Figure III.16. Des contraintes à mi-hauteur de la poutre en fonction de l'excentricité (LVL).

III.2 La torsion

III.2.1 Essais monotones

A partir des essais monotones, en utilisant la relation reliant la déformation angulaire et le couple (III.2), la torsion étant réalisée sans gauchissement, on obtient la valeur du module de cisaillement G.

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{C}{k_1 G b e^3} \rightarrow G = \frac{l}{k_1 b e^3} \frac{C}{\theta} \quad (III.2)$$

où C est le couple, b la grande dimension de la section de l'éprouvette, e la petite dimension de la section de l'éprouvette et k_1 est un coefficient fonction du rapport b/e. θ est la déformation angulaire en radian, l est la « longueur » de torsion. Dans notre cas $l = 600$ mm et le rapport $b/e \approx 1,43$, d'où $k_1 \approx 0,19$ (valeurs recalculées en fonction des dimensions de chaque éprouvette).

Le tableau III-8 synthétise les valeurs moyennes de C_{15° (couple à 15° , essai monotone initial), C_{75° (couple à 75° , essai monotone final), de la densité et des modules de cisaillement G_{ini} et G_{fin} ; respectivement les modules de cisaillement obtenus lors de l'essai monotone initial et celui final. Les valeurs moyennes obtenues sont : 532 MPa (écart type de 12%) pour G_{ini} et 100 MPa (écart type de 10%) pour G_{fin} .

C_{15° [N.m]	Moyenne	35,76	G_{ini} [MPa]	Moyenne	532,17
	Ecart type	14,0 %		Ecart type	11,7 %
C_{75° [N.m]	Moyenne	39,17	G_{fin} [MPa]	Moyenne	99,77
	Ecart type	7,7 %		Ecart type	9,8 %

Tableau III.8. Valeurs moyennes et écart types des couples C_{15° , C_{75° , et des modules de cisaillement G.

Ayant les valeurs de G_{ini} et G_{fin} , le calcul de D critique en fonction de la densité est résumé dans le tableau suivant:

Densité	Moyenne	0,521	Domage D_{crit}	Moyenne	0,81
	<i>Ecart type</i>	1,6 %		<i>Ecart type</i>	1,8 %

Tableau III.9. Valeurs moyennes et écart types des densités et de l'endommagement D_{crit} .

III.2.2 Essais cycliques

Pour les essais de torsion, nous voulons établir une courbe de durée de vie. Pour distinguer donc chacune des éprouvettes, nous disposons du couple à 15° (C_{15°), de son module de cisaillement G et de sa densité mais pas de sa résistance à la rupture en statique (C_s) qui nous permettrait de définir un niveau de charge SL. Ce dernier (SL) étant égal au rapport couple maximum C_{max} appliqué sur la résistance C_s ($SL=C_{max}/C_s$). Si on considère que la résistance (C_{75°) obtenue sur l'éprouvette b correspond à la résistance C_s de l'éprouvette a (cf. chapitre II 2.3.1), on constate qu'il existe une relation entre la valeur de C_s et C_{15° . De même, la densité du bois évolue dans le même sens que sa résistance [3]. Aussi, nous pourrions définir dans cette étude un niveau de référence de charge SL_r comme le rapport entre le couple maximum appliqué et le couple C_{15° . Pour plus de précision, ce niveau de charge de référence est pondéré par la densité:

$$SL_r = \frac{C_{max}}{C_{15^\circ}} \frac{1}{\beta} \tag{III.3}$$

avec $\beta = \frac{\bar{d}}{d}$, \bar{d} est la moyennes des densités .

Le nombre de cycles « à rupture », ou plutôt à la limite 75° , expérimental est présenté en fonction du niveau de charge SL_r auquel il est soumis en utilisant un diagramme semi-logarithmique communément appelé courbe de Wöhler (Figure III 17). On constate que le nombre de cycles à rupture augmente bien lorsque SL_r diminue, par contre, l'influence de R sur les durées de vie semble négligeable. Ceci peut sans doute s'expliquer par le fait que le temps à rupture sera plus conditionné par la cadence de retour de l'effort max que par la vitesse du chargement triangulaire.

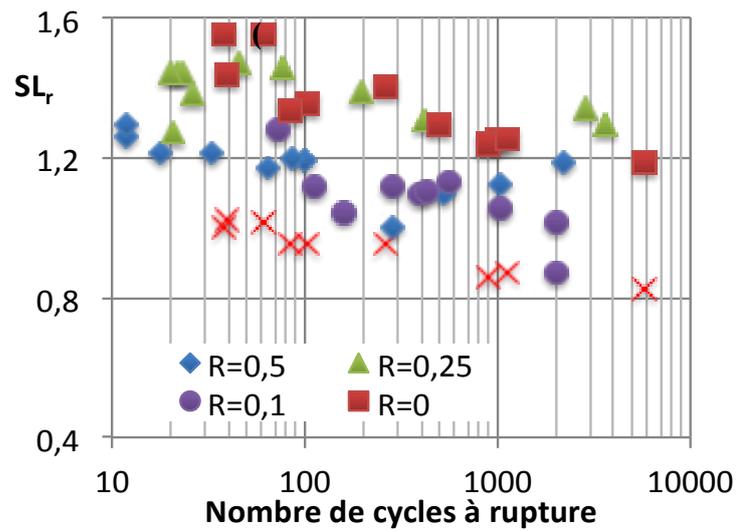


Figure. III 17–Nombre de cycles« à rupture »des essais de torsion en fonction du niveau de chargement SL_r en fonction de R ($R=C_{max}/C_{min}$), (Croix: valeurs avec $SL=C_{max}/C_s$ des poutres ayant une jumelle($R=0$)).

	Nc	R	C15°	Cmax/C15
LVL1	2016	0,10	45,44	0,88
LVL2	2567	0,09	40,19	1,12
LVL3	394	0,09	40,72	1,11
LVL4	159	0,09	42,05	1,07
LVL5	2000	0,09	44,3	1,02
LVL6	429	0,09	41,12	1,09
LVL7	73	0,09	35,18	1,28
LVL8	113	0,08	44,28	1,13
LVL9	285	0,09	39,88	1,13
LVL10	1045	0,09	43,58	1,03
LVL12	18	0,59	34,34	1,19
LVL13	528	0,49	40,39	1,11
LVL14	33	0,52	36,22	1,21
LVL15	99	0,51	36,78	1,20
LVL16	86	0,52	37,09	1,19
LVL17	12	0,70	32,14	1,24
LVL18	284	0,49	44,36	1,01
LVL19	64	0,50	38,08	1,18
LVL20	1027	0,49	39,15	1,15
LVL21	12	0,63	31,27	1,28
LVL22	2176	0,50	42,02	1,07
LVL23	21	0,39	32,13	1,28
LVL24	196	0,25	32,497	1,38
LVL25	22	0,34	29,31	1,42
LVL26	2892	0,24	34,85	1,29
LVL27		0,25		
LVL28	77	0,24	31,03	1,45
LVL29	26	0,33	30,18	1,38
LVL30	23	0,32	29,4	1,43
LVL31	20	0,34	28,82	1,42
LVL32	3593	0,24	33,94	1,33
LVL33	1607	0,24		
LVL34	417	0,25	34,09	1,31
LVL35	46	0,31	29,27	1,48
LVL36	504	0,00	34,71	1,30
LVL37	1006	0,00	35,21	1,28
LVL38	61	0,01	29,17	1,53
LVL39	894	0,00	35,27	1,28
LVL40	1120	0,00	34,87	1,29
LVL41	5800	0,00	38,16	1,18
LVL42	38	0,00	28,67	1,53
LVL43	39	0,02	30,29	1,44
LVL44	263	0,01	30,51	1,47
LVL45	102	0,01	33,08	1,34
LVL46	85	0,01	33,49	1,33

Tableau III.10. Résultats des essais cycliques pour le LVL

III.3 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons exposé les différents résultats obtenus lors des divers essais réalisés ainsi que leur dépouillement. Les résultats statiques sont résumés dans des tableaux et une distribution cumulée nous permet de dégager les valeurs des déplacements ou des forces (seuil de charge) à utiliser pour les essais cycliques. Les essais cyclique de post flambement concerne le bois massif le LVL et le LC. Les essais de pre flambement ont été fait avec le bois massif et le LVL, et finalement la torsion cyclique avec le LVL .Nous avons vu qu'il y avait différents mode de rupture lors des essais de flambement cyclique et ce en fonction de la l'essence du bois utilisée. L'analyse de l'évolution des contraintes au cours des essais cycliques nous permet d'avoir une idée primaire sur l'évolution du dommage. La deuxième partie du chapitre concerne la torsion.une modélisation du comportement des éléments de structure en bois basée sur la théorie de l'endommagement sera abordée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV

ANALYSE ET MODELISATION DU DOMMAGE

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I	4
CHAPITRE II	38
CHAPITRE III	53
CHAPITRE IV. Analyse et Modélisation du Dommage	72
IV.1. L'Endommagement.....	73
IV.1.1. Variable d'endommagement.....	74
IV.1.2. Mesure du dommage.....	75
IV.1.2.1. Variation du module d'élasticité.....	75
IV.1.2.2. Variation des caractéristiques de plasticité.....	76
IV.1.2.3. Variation de l'énergie dissipée.....	78
IV.2. Modélisation de l'endommagement du bois.....	78
IV.2.1. Expression analytique.....	78
IV.2.1.1. Evolution linéaire du cumul.....	78
IV.2.1.2. Evolution non linéaire du cumul:.....	80
IV.2.2. Autres formulations de l'endommagement:.....	83
IV.2.2.1. Propagation des fissures :.....	83
IV.2.2.2. Approche énergétique.....	84
IV.3. Expression du modèle d'endommagement.....	84
IV.4. Analyse de l'endommagement par post flambement.....	85
IV.4.1. Détermination du paramètre de dommage.....	85
IV.4.1.1. Indicateurs de dommage basés sur l'évolution des contraintes.....	85
IV.4.1.2. Indicateurs de dommage basés sur l'évolution des raideurs et de l'énergie.....	87
IV.5. Analyse de l'endommagement par torsion.....	91
IV.5.1. Indicateurs de dommage basés sur l'évolution des raideurs.....	92
IV.5.2. Indicateurs de dommage basés sur l'évolution de l'écoulement.....	92
IV.6. Durée de vie.....	93
IV.6.1. Modélisation de la durée de vie.....	93
IV . 7 Conclusion.....	97

ANALYSE ET MODELISATION DU DOMMAGE

IV.1 . L'Endommagement

Tous les calculs de prévisions du comportement des solides sont fondés sur la mécanique des milieux continus. Parler de contraintes ou de déformations suppose l'existence de dérivées spatiales des variables décrivant le comportement; introduire l'endommagement à des fins prévisionnelles dans les méthodes de la mécanique des milieux continus impose donc de caractériser ce phénomène par une variable continue. C'est là une des grandes difficultés de la mécanique de l'endommagement puisque par essence, il représente des discontinuités locales de la matière sous forme de cavités et de fissures. Le phénomène endommagement s'observe quand il y a altération progressive des propriétés mécaniques qui accompagne, habituellement pour d'assez grandes déformations ou sous sollicitations cycliques, la formation et la croissance de microfissures et microcavités, altération pouvant aller jusqu'à la rupture.

L'étude de cette détérioration peut être abordée suivant deux approches principales : la mécanique de la rupture ou la mécanique de l'endommagement. La première est basée sur l'étude de la propagation des fissurations tandis que la seconde repose principalement sur la détérioration des caractéristiques mécaniques du matériau et permet de définir une grandeur représentative de l'état du dommage. L'élément de volume est considéré comme totalement endommagé, c'est-à-dire rompu, lorsqu'une fissure macroscopique est amorcée : dans une structure bois, la taille conventionnelle de cette fissure est de l'ordre de 1 cm (10 cm pour le béton, 1 mm pour les métaux). Au-delà, on parle de fissuration.

La théorie de l'endommagement décrit l'évolution des phénomènes entre l'état vierge et l'amorce de la fissure macroscopique. Cette évolution, qui n'est pas toujours facile de distinguer du phénomène de déformation l'accompagnant le plus souvent, est due à plusieurs mécanismes différents. Les principaux types d'endommagement sont :

- l'endommagement macro-fragile provoqué par des sollicitations monotones sans déformation irréversible (béton),
- l'endommagement plastique ductile qui accompagne les grandes déformations plastiques,
- l'endommagement viscoplastique fragile ou de fluage (bois),
- l'endommagement de fatigue qui apparaît sous des cycles de chargement répétés.

Dans ce qui suit, après avoir défini ce qu'est une variable l'endommagement, nous présentons les différentes méthodes permettant de déterminer le niveau d'endommagement d'un élément. Ensuite, nous nous intéressons aux différentes modélisations du dommage pour le matériau bois, enfin nous choisissons le modèle le plus adéquat et nous l'appliquerons.

IV.1.1 Variable d'endommagement

Lié à la déformation, les lois d'endommagement doivent être couplées aux lois de comportement et l'ensemble détermine le comportement réel du matériau. Ce couplage se fait par le biais de variables. La définition de variables d'endommagements pose un problème difficile dans la mesure où, macroscopiquement, rien ne distingue un élément de volume fortement endommagé d'un élément de volume vierge. Une variable interne représentative de l'état de détérioration de la matière représentera le dommage. Plusieurs méthodes de mesure du dommage sont envisageables : la mesure peut se faire à partir de la densité, de la mesure des longueurs des fissures macroscopiques ou par l'étude des effets des micro-dégradations sur les propriétés physiques ou mécaniques (caractéristiques d'élasticité, de plasticité ou de viscosité...) du matériau. La mesure des paramètres mécaniques, analyse basée sur la notion de contrainte effective introduite par Rabotnov [47] est la méthode que nous retiendrons.

Soit un solide endommagé, nous isolons au point M un élément de volume. Nous déterminons une section S de cet élément orientée de normale n . Soit S sa surface, S_D celle des traces des microfissures et des cavités qui constituent l'endommagement (figure IV-1).

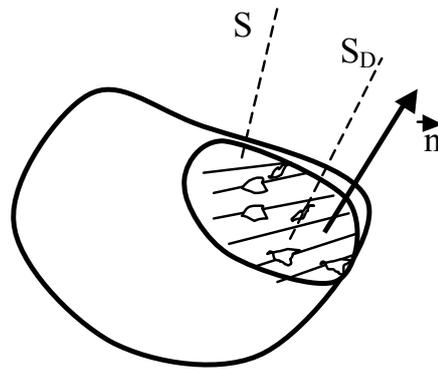


Figure IV.1. Définition de la surface effective [36]

La surface résistante effective n'est autre que S' de manière à avoir: $S - S' = S_D$. Par définition, la mesure de l'endommagement relative à la direction n , est:

$$D_n = \frac{S - S'}{S} \quad (IV.1)$$

Dans le cas général d'un endommagement anisotrope 3D, l'endommagement est représenté par un tenseur. Dans notre étude nous nous limiterons à un endommagement unidirectionnel. Dans ce cas, la valeur de la variable D_n ne dépend plus ou très peu de l'orientation de la surface (n). L'endommagement est ainsi caractérisé par le scalaire D . D varie de 0 (matériau initialement non endommagé "vierge") à D_c (rupture). D_c est inférieur ou égal à 1. Pour les matériaux usuels, D_c varie entre 0,5 et 0,9. Lorsque D_c n'est pas mesuré, la valeur 1 est usuellement retenue, elle correspond au matériau totalement rompu.

IV.1.2 Mesure du dommage

Nous ne présentons ici que les méthodes susceptibles d'être utilisées. Celles-ci sont fondées sur le concept de la contrainte effective, associé au principe d'équivalence en déformation. Les mesures qui en découlent naturellement sont essentiellement liées au couplage déformation-endommagement, c'est-à-dire à la modification des caractéristiques mécaniques des matériaux engendrées par l'endommagement : mesures des caractéristiques d'élasticité, de plasticité, de viscosité...

IV.1.2.1 Variation du module d'élasticité

Cette méthode est basée sur la définition de la contrainte effective. La contrainte effective correspond à la contrainte rapportée à la section qui résiste effectivement aux efforts (Fig. IV.2).

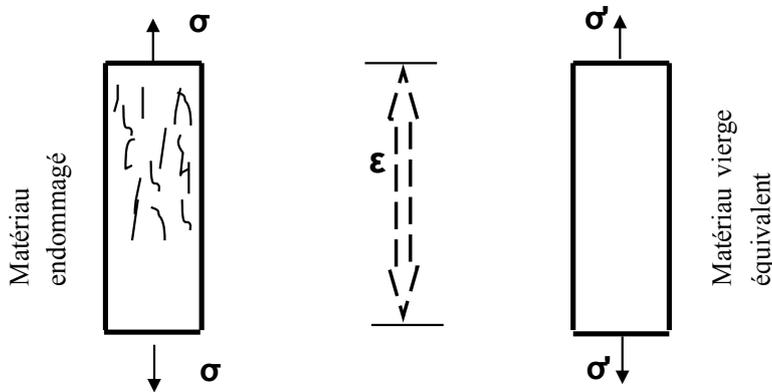


Figure IV.2. Contrainte effective notée σ' : équivalence en déformation

Cette notion introduite par Kachanov (1958) [48] découle directement de la densité surfacique des discontinuités. Dans le cas unidimensionnel, si F est la force appliquée sur une section S de l'élément de volume représentatif, $\sigma = F/S$ est la contrainte usuelle apparente. En présence d'un endommagement isotrope D , la contrainte effective notée σ' vaut (Eq. IV.2):

$$\sigma' = \frac{F}{S'} = \frac{F}{S(1-D)} \quad (\text{IV.2})$$

soit (Eq. IV.3)

$$\sigma' = \frac{\sigma}{1-D} \quad (\text{IV.3})$$

En exprimant cette équation avec la loi de comportement élastique (Eq. IV.4):

$$\sigma' = \frac{\sigma}{1-D} = E \cdot \epsilon_e \quad (\text{IV.4})$$

Ainsi donc la contrainte usuelle σ est (Eq. IV.5):

$$\sigma = E(1 - D)\epsilon_e = E'\epsilon_e \quad (IV.5)$$

Pour arriver finalement à l'équation IV.6:

$$D = 1 - \frac{E'}{E} \quad (IV.6)$$

Ainsi, la loi de Kachanov pour l'étude du fluage tertiaire est étendue à tout autre type de comportement (Lemaître 1971; Lemaître *et al.*, 1979): la loi de comportement du matériau endommagé est la même que celle du matériau non endommagé, la contrainte usuelle étant remplacée par la contrainte effective. Ceci suppose que l'endommagement n'intervient que par l'intermédiaire des contraintes effectives. Nous noterons alors E' le module effectif du matériau endommagé.

La mesure de D peut se faire par l'étude de la variation de la raideur (Chaboche & Lemaître) [49]. En effet ce phénomène est observé en présence d'essais cycliques (charge-décharge). La figure IV.3 montre la dégradation de la raideur au cours de l'essai et l'évolution du module de Young initial E qui devient un module effectif E' .

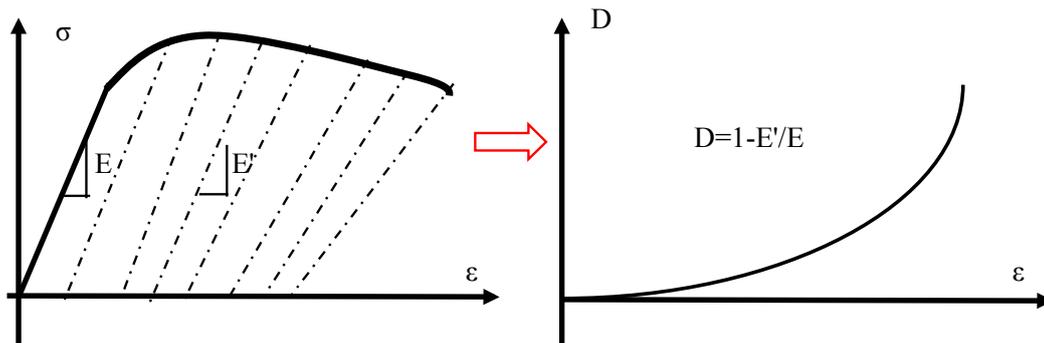


Figure IV.3. Mesure de l'endommagement à partir de E'

IV.1.2.2 Variation des caractéristiques de plasticité

• Cas d'un chargement monotone:

Cette méthode complète les mesures du module d'élasticité lors de l'endommagement plastique ductile. Ce type de dommage, observé sur les métaux et des composites, s'accompagne généralement de grandes déformations plastiques. Pour les solides plastiques écrouissables en unidimensionnel, nous disposons de l'expression suivante dans le domaine plastique (Eq. IV.17):

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_p = \frac{\sigma}{E} + \left\langle \frac{\sigma - \sigma_y}{K_y} \right\rangle^{M_y} \quad (IV.7)$$

Avec K_y : coefficient de résistance plastique, M_y = exposant d'écrouissage. Dès que nous obtenons $\varepsilon > \varepsilon_0$ (ε_0 = seuil de sensibilité à l'endommagement), le concept de contrainte effective impose (Eq. IV.8 et Eq. IV.9):

$$\sigma \rightarrow \sigma' \text{ et } \varepsilon_p = \frac{1}{K_y M_y} + \left(\frac{\sigma}{1-D} - \sigma_y \right)^{M_y} \quad (\text{IV.8})$$

$$D \text{ s'écrit: } D = 1 - \frac{\sigma}{K_y \cdot \varepsilon_p^{1/M_y} + \sigma_y} \quad (\text{IV.9})$$

Nous devons d'abord déterminer les valeurs de M_y et K_y par identification du comportement du matériau sous divers chargements monotones. D est ensuite déterminé à partir du graphe (σ , ε_p).

• Cas d'un chargement cyclique (oligocyclique) :

La méthode suivante est particulièrement adaptée à la mesure de l'endommagement de fatigue oligocyclique. Pour un cycle stabilisé, la loi de plasticité cyclique de référence donne (Eq. IV.10 et Eq. IV.11):

$$\Delta \varepsilon_p = \left(\Delta \sigma / K_c \right)^{M_c} \quad (\text{IV.10})$$

$$\text{soit } \varepsilon_{p\text{Max}} = \left(\sigma_{\text{Max}} / K_c \right)^{M_c} \quad (\text{IV.11})$$

Avec K_c = coefficient de résistance plastique et M_c =exposant d'écrouissage sous chargement cyclique.

Pour un essai piloté en force, la déformation plastique maximale est attribuée à l'endommagement. L'hypothèse d'équivalence en déformation, associée au concept de contrainte effective, et de manière analogue au chargement monotone, conduit à écrire à chaque cycle (Eq. IV.12):

$$\varepsilon_{p\text{Max}} = \left(\frac{\sigma_{\text{Max}}}{(1-D) \cdot K_c^{M_c}} \right) \quad (\text{IV.12})$$

et(Eq. IV.13):

$$D = 1 - \left(\frac{\sigma_{\text{Max}}}{K_c} \right) \left(\frac{1}{\varepsilon_{p\text{Max}}} \right)^{\frac{1}{M_c}} \quad (\text{IV.13})$$

La difficulté principale de cette procédure est d'évaluer l'état stabilisé. En plus, cette méthode ne s'applique que pour les matériaux non sujets à un durcissement ou un

adoucissement cyclique. Ajouté à cela, il faut connaître ou déterminer les valeurs caractéristiques plastiques (K et M) du matériau.

IV.1.2.3 Variation de l'énergie dissipée

L'aire notée 2 sur la figure IV.4 représente l'énergie dissipée par endommagement d'un matériau élastoplastique. La surface occupée par l'aire 1 sur la même figure exprime l'énergie dissipée par écoulement plastique. Sous chargement cyclique, si l'on suppose que l'énergie dissipée par viscoplasticité au cours d'un cycle évolue à vitesse constante, alors la différence entre l'énergie totale dissipée et cette énergie est représentative de l'endommagement [49].

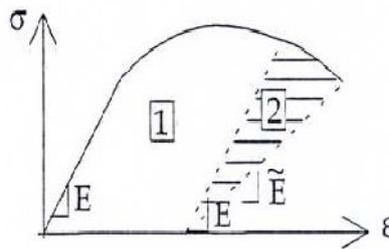


Figure IV.4. Energie dissipée par écoulement 1 et par endommagement 2

IV.2 Modélisation de l'endommagement du bois

Il existe différents modèles de dommage appliqués au matériau bois. Ces modèles furent développés à partir d'essais de flexion sous sollicitations de fluage ou sous charge croissant. Le but principal des auteurs était de modéliser la rupture par un paramètre d'endommagement. Ils ont donc calé les paramètres de leurs modèles sur des résultats de rupture, sans vraiment s'attacher à l'évolution du paramètre de dommage pendant la durée de vie des pièces testées dans la mesure où ils ne possédaient pas de données suffisantes à ce sujet. Nous disposons ainsi d'une palette de modèles allant de la simple relation exponentielle entre le paramètre d'endommagement D et la sollicitation σ (Wood, Gerhards,...) aux modèles à évolution et cumul de dommage non linéaires (Barrett et Foschi,...) en passant par les modèles à évolution linéaire et à cumul linéaire ou non.

IV.2.1 Expression analytique du dommage (dD/dt)

Nous distinguons les modèles à cumul linéaire et ceux à cumul non linéaire. Pour chacun de ces modèles la valeur de la variable de dommage D est égale à 0 lorsque le matériau est vierge et à D_c à la rupture.

IV.2.1.1 Evolution linéaire du cumul

Dans ce cas, l'évolution du dommage est identique quel que soit le chargement en fonction du nombre de cycles réduit. Ce nombre de cycles réduit correspond au rapport du nombre de cycles appliqués et du nombre de cycles à rupture. Chronologiquement, ce sont les

premiers modèles à avoir été développés pour le matériau bois. Ceux-ci furent établis à partir d'essais de flexion.

● Modèle de Wood : "Madison curve "

Les travaux réalisés par Wood [50] sur l'effet de durée de charge sur des éprouvettes de bois sans défaut sous chargement constant et en teneur en eau du bois constante et fixée à 6% et 12% a permis d'établir une relation quasi linéaire entre le niveau de charge et le logarithme du temps. Cette relation est encore utilisée comme référence et est connue sous l'appellation de « Courbe de Madison ».

Il s'agit d'un des premiers modèles pour le matériau bois. La formulation introduit la notion de seuil de dommage (σ_0) en dessous duquel il n'y a pas de dommage (Eq. IV.14).

$$\begin{aligned} \frac{dD}{dt} &= A \cdot \left(\frac{\sigma(t) - \sigma_0}{\sigma_s} \right)^\beta && \text{si } \sigma(t) > \sigma_0 \\ \frac{dD}{dt} &= 0 && \text{si } \sigma(t) \leq \sigma_0 \end{aligned} \tag{IV.14}$$

A et β sont des paramètres de calage, σ_s est la résistance estimée de l'élément.

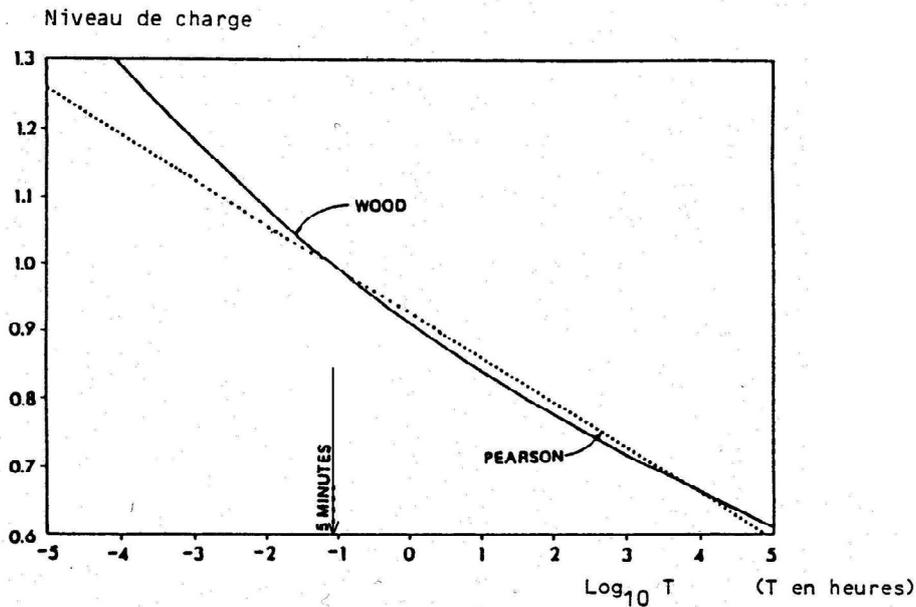


Figure IV.5. Courbes de Wood ou « courbe de Madison » [50]

● Modèles de Gerhards-Link

En 1987, Gerhards *et al.* [51] partant d'une large campagne d'essais de flexion sur des poutres de structures non parfaites (nœuds,...) de douglas, ont cherché à trouver une relation exponentielle entre le temps à rupture et le taux de charge ($SL = \sigma/\sigma_s$). Ceci les a conduit à poser la loi d'endommagement suivante (Eq. IV.15):

$$\frac{dD}{dt} = \exp\left(-a + b \cdot \frac{\sigma(t)}{\sigma_s}\right) \quad (\text{IV.15})$$

a et b sont des constantes de calage du modèle. L'évolution du dommage est linéaire dans le cas de chargements de fluage, ceci est peu réaliste. En effet, de nombreux auteurs ont montré que le dommage est nul au début du chargement (pendant plus de la moitié de la durée de vie), puis croît rapidement jusqu'à la rupture. Ce modèle présente l'avantage d'être simple à utiliser.

- **Modèle I de Barrett et Foschi (BFI)**

Ces auteurs ont proposé deux modèles de dommage [52,53]. Le premier modèle à cumul linéaire s'applique plus particulièrement aux pièces sous sollicitations de fluage et d'érouissage en flexion et en cisaillement. La formulation du modèle est la suivante [52](Eq. IV.16):

$$\begin{aligned} \frac{dD}{dt} &= a \cdot \left(\frac{\sigma(t) - \sigma_0}{\sigma_s}\right)^b \cdot D^c && \text{si } \sigma(t) > \sigma_0 \\ \frac{dD}{dt} &= 0 && \text{si } \sigma(t) \leq \sigma_0 \end{aligned} \quad (\text{IV.16})$$

σ_0 est le seuil de dommage, a , b , c sont des paramètres de calage, c étant strictement inférieur à 1 pour des raisons d'intégrabilité.

IV.2.1.2 Evolution non linéaire du cumul

Ces modèles vont permettre d'obtenir des évolutions de dommage en fonction du facteur $N/NC = NCR$ (nombre de cycles réduits) dépendantes du niveau de charge ($SL = \sigma_{\text{Max}} / \sigma_s$).

- **Modèle II de Barrett et Foschi (BFII)**

Le deuxième modèle de Barrett et Foschi a également été développé à partir d'essais de flexion sur des éprouvettes soumises à des chargements cycliques ou aléatoires. Son expression est la suivante [53] (Eq. IV.17):

$$\begin{aligned} \frac{dD}{dt} &= a \cdot \left(\frac{\sigma(t) - \sigma_0}{\sigma_s}\right)^b + \lambda \cdot D(t) && \text{si } \sigma(t) > \sigma_0 \\ \frac{dD}{dt} &= 0 && \text{si } \sigma(t) \leq \sigma_0 \end{aligned} \quad (\text{IV.17})$$

σ_0 est le seuil de dommage, a , b , λ sont des paramètres de calage.

D peut s'exprimer ainsi (Eq. IV.18):

$$D(t) = \exp(\lambda \cdot t) \int_{0, [\sigma(\tau) > \sigma_0]}^t a \cdot \left(\frac{\sigma(\tau) - \sigma_0}{\sigma_s}\right)^b \cdot \exp(-\lambda \cdot \tau) d\tau \quad (\text{IV.18})$$

Ce modèle représente assez bien la réalité et présente une bonne souplesse d'utilisation. La figure IV.6 présente les valeurs des paramètres et les prédictions du modèle obtenues par

Barrett et Foschi à partir des résultats de fluage de Wood [50]. Nous pouvons distinguer sur la trace du modèle dans le repère de Wöhler deux phases. La première phase de décroissance modérée jusqu'à environ $SL = 0,8$ s'accompagne par une évolution du dommage linéaire (fig.IV-6.b). La seconde phase se traduit sur la courbe de Wöhler par une brusque chute du niveau de charge en fonction du temps à rupture ; c'est dans ce domaine de charge que l'influence du niveau de charge sur l'évolution du dommage est observable.

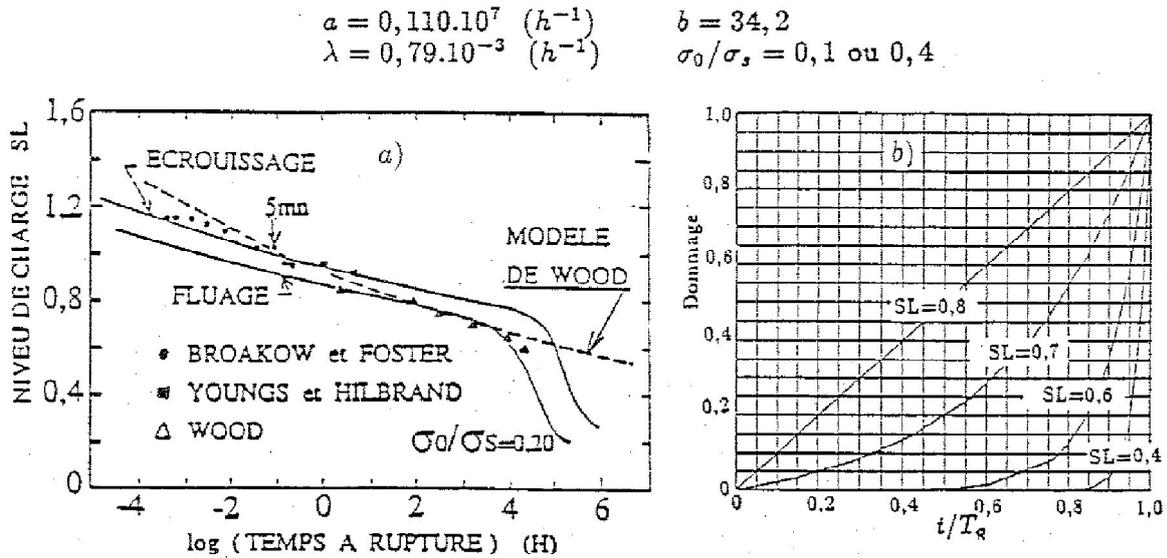


Figure IV.6. Prévisions du modèle Barrett et Foschi II, a) durée de vie en flexion, b) évolution de D pendant le fluage [53]

Fournely [28] a repris ce modèle afin de modéliser l'endommagement du bois sous chargement cyclique. Il a calé le modèle en respectant les évolutions du dommage et les temps de rupture obtenus lors d'essais d'enfoncement cyclique à 1 Hz (Fig. IV.7).

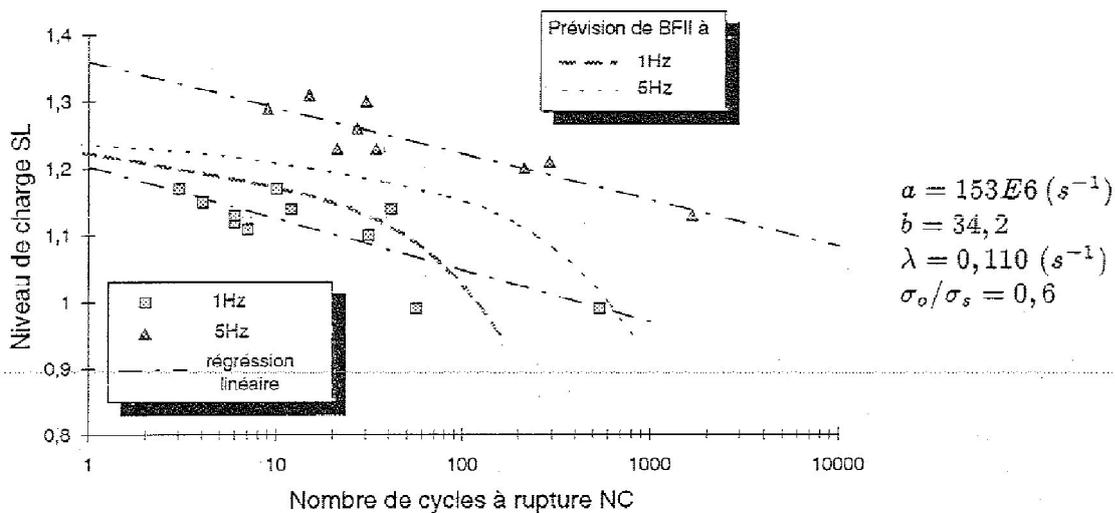


Figure IV.7. Courbes de Wöhler du modèle de Barrett et Foschi II pour des essais d'enfoncement cyclique [53] (et valeurs de calage des paramètres)

- Modèle CF1 de Chaplain

Chaplain [46] a aussi repris ce modèle pour modéliser l'endommagement des structures en bois soumises à des sollicitations sévères. L'auteur a établi un nouveau modèle en se basant sur une approche rhéologique. C'est cette approche que nous utiliserons dans notre étude.

Les modèles usuels d'endommagement ne tiennent pas en compte l'influence de la fréquence. Pour prendre en compte l'influence de la variation de la fréquence, Chaplain [46] a proposé de coupler un modèle rhéologique de Kelvin-Voigt avec le modèle de Barrett et Foschi II [40, 41].

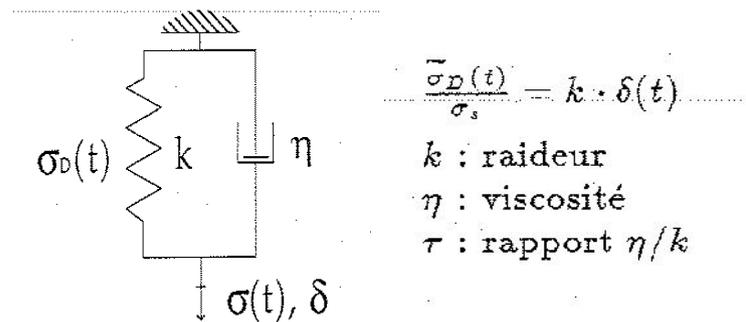


Figure IV.8. modèle de Kelvin-Voigt

Donc, le modèle retenu est à évolution et cumul non linéaire. Ce modèle, appelé CF1 (Clermont-Ferrand 1), associe le modèle rhéologique de Kelvin-Voigt (Fig. IV.8) avec le deuxième modèle de Barrett et Foschi afin d'intégrer le caractère viscoélastique du matériau.

$$\begin{cases} \frac{dD}{dt} = a \cdot \left(\frac{|\sigma_D(t) - \sigma_o}{\sigma_s} \right)^b + \lambda D(t) & \text{si } |\sigma_D(t)| > \sigma_o \\ \frac{dD}{dt} = 0 & \text{si } |\sigma_D(t)| < \sigma_o \end{cases} \quad (IV.19)$$

où $\sigma_D(t)$ est la contrainte dans la partie élastique du modèle rhéologique de Kelvin Voigt, l'introduction de la contrainte σ_D reprise par le ressort du modèle rhéologique au lieu de $\sigma(t)$ dans le modèle de base représente la différence entre le modèle CF1 le modèle BFII. σ_s est la résistance statique en compression et σ_o est le seuil de contrainte en dessous duquel il n'y a pas de dommage, a , b et λ sont des paramètres de calage. $|\cdot|$ signifie valeur absolue. Comme l'effort appliqué est négatif, l'expression de l'effort doit être exprimé en valeur absolue.

- Modèle de Foschi et Yao

Pour améliorer le modèle précédent, Foschi associé à Yao, ont proposé une autre variante

[54]. En reliant λ à $\sigma(t)$: $\lambda(\sigma(t) - \sigma_o) = C \cdot t^{-n}$, l'expression du dommage devient ainsi (Eq. IV.19):

$$\begin{cases} \frac{dD}{dt} = A \cdot (\sigma(t) - \sigma_0)^B + C \cdot (\sigma(t) - \sigma_0)^n & \text{si } \sigma(t) > \sigma_0 \\ \frac{dD}{dt} = 0 & \text{si } \sigma(t) < \sigma_0 \end{cases} \quad (\text{IV.20})$$

D'après les auteurs, la valeur de A est proportionnelle à la vitesse de chargement k prise lors de l'essai d'écroutissage pour obtenir la valeur de la contrainte à rupture σ_s (Eq. IV.20):

$$A = k \cdot \frac{(B+1)}{(\sigma_s - \sigma_0)^{B+1}} \quad (\text{IV.21})$$

Ce modèle comptera donc quatre paramètres : B , C , n , σ_0 (comme les modèles précédents). Foschi et Yao supposent que chacun des paramètres est positif et indépendant des autres.

Nous présentons dans le chapitre suivant succinctement dans leurs grandes lignes d'autres modélisations qui offrent un autre point de vue sur le problème.

IV.2.2 Autres modélisation de l'endommagement

Nous ne citerons que deux autres types de modélisation: une basée sur la propagation de la fissuration, l'autre sur une approche énergétique.

IV.2.2.1 Propagation des fissures

L'endommagement peut également être abordé à partir de la théorie de la fissuration. Nielsen [55] a développé un modèle basé sur ce principe. Cette méthode repose sur la théorie de la fissuration avec visco-élasticité et sur les principes énergétiques. Deux étapes sont à distinguer : la formation d'une zone de déformation viscoélastique en fond de fissure, la propagation de la fissure. Lorsque la fissure se propage, le dommage est caractérisé par $K(t)$ qui est égal à la longueur de la fissure divisée par la longueur initiale de la fissure :

$$\frac{dK(t)}{dt} = \frac{\pi^2}{8 \cdot q \cdot \tau} \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s}\right)^2 \cdot \frac{\left[k(t) \left(\frac{\sigma(t)}{\sigma_{cr}}\right)^2\right]^{\frac{b+1}{b}}}{\left[1 - k(t) \left(\frac{\sigma(t)}{\sigma_{cr}}\right)^2\right]^{\frac{1}{b}}} \quad (\text{IV.22})$$

σ_s =résistance du matériau sans défaut. b et τ correspondent à la fonction de fluage :

$$J(t) = \frac{\left(1 + \left(\frac{t}{\tau}\right)^b\right)}{E_i} \quad (\text{IV.23})$$

avec E_i module de Young initial, σ_{cr} = résistance du matériau sous écroutissage à grande vitesse et $q = [(b+1)(b+2)/2]$.

Cette expression n'est pas d'une utilisation facile. D'autres auteurs ([57], [58] et [59]) ,ont également abordé le dommage suivant cette approche, nous citerons Liu *et al.* [56] qui, partant d'une formulation de propagation de la fissure de Hsiao, ont conclu que le temps à rupture était indépendant de la fréquence de chargement. Cette dernière n'influerait, d'après eux, qu'à travers la variation de température qu'elle provoque.

IV.2.2.2 Approche énergétique

Une autre formulation de l'endommagement est basée sur une approche énergétique. Cette méthode est intéressante de par la démarche de sa formulation. Fridley [60, 61], a représenté le comportement du bois par le modèle de Burger auquel il a associé en série un élément méchanosorptif dépendant de la vitesse de variation de l'humidité. (Figure V-8). Le modèle rhéologique comporte : une partie élastique (ϵ_e), une partie viscoélastique (ϵ_k), une autre viscoplastique (ϵ_v) et méchanosorptive (ϵ_m). Leur formulation permet d'obtenir la durée de vie d'un élément à partir de l'énergie de déformation mais elle ne nous renseigne pas sur l'évolution des dégradations.

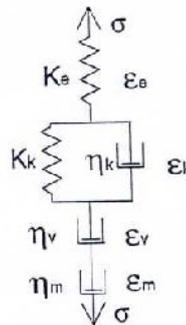


Figure IV.9. Modèle rhéologique de Fridley [60]

IV.3. Expression du modèle d'endommagement

Dans notre étude nous nous limitons à une description unidimensionnelle de l'endommagement ; le dommage peut alors être défini par une variable D variant entre 0 et D_c ($D_c \leq 1$). Différentes méthodes permettent de déterminer l'évolution du dommage ; la plupart reposent sur la définition de la contrainte effective. Dans ce cadre là, il existe de nombreuses formulations de dommage. Nous retiendrons les modèles de dommage exprimés sous forme d'une dérivée temporelle et plus particulièrement ceux établis pour le matériau bois. Ces modèles présentent pour la plupart une grande souplesse de calage vis-à-vis (traduction de fitting) de la prévision de la ruine.

Toutefois, ces calages ont des conséquences importantes sur les évolutions de dommage pendant la durée de vie. De ce fait, notre modélisation sera précédée par une phase de détermination de l'évolution du dommage. Cette dernière sera réalisée à partir de l'interprétation des courbes d'écoulement, évolution de l'angle de torsion en fonction du nombre de cycles pour la torsion, des rigidités de décharge et de l'énergie dissipée par cycle

pour les essais de flambement. Notre objectif est d'établir un modèle respectant des durées de vie expérimentales mais aussi l'évolution du dommage en fonction du niveau de charge.

Les résultats expérimentaux nous ont montré l'influence du niveau de charge et de l'amplitude de chargement sur la durée de vie des poutres, aussi, on n'a retenu que l'évolution non linéaire du dommage ainsi que le cumul non linéaire du dommage.

Le modèle de Chaplain (Eq. IV.19) a été retenu. Dans le cas de la torsion, l'équation IV.19 garde les mêmes expressions mais en remplaçant respectivement les contraintes $\sigma_D(t)$, σ_o et σ_s par les moments M_D , M_o et M_s .

IV.4 Analyse de l'endommagement par post-flambement

Dans notre étude et pour le comportement des poteaux sous flambement cyclique, nous allons nous intéresser qu'au cas du post flambement. En effet lors du traitement, des résultats obtenus en pré flambement, nous avons trouvé des rigidités lors des essais de flexion quasi identiques avant et après les chargements cycliques.

Le comportement « dynamique » est modélisé en se basant sur la théorie de l'endommagement. L'idée de base est que les dommages se développent progressivement lorsque l'amplitude et le nombre de cycles augmentent, chaque cycle contribuant pour une partie au développement de dommages. La rupture survient lorsque le dommage a atteint un niveau critique.

IV.4.1 Détermination du paramètre de dommage

Le paramètre de dommage D peut être obtenu à partir de l'étude des variations des rigidités des courbes déplacement traverse – force. Un exemple d'évolution des forces en fonction des déplacements et montré en figure IV.10 pour le bois massif, le comportement des éprouvettes en LVL et en lamellé collé étant pratiquement identiques.

Nous pouvons voir qu'après avoir atteint le pic, les forces déclinent d'abord brusquement ensuite continuellement jusqu'à la fin de l'essai. Toujours après le pic de charge et une fois que le chargement cyclique s'est mis en place, les courbes forces -déplacement décrivent des boucles d'hystérésis correspondantes à chaque niveau de charge. Inversement au déplacement, les forces diminuent progressivement; c'est le signe d'un endommagement progressif. Nous pouvons aussi remarquer que la forme des boucles tendent à changer et ce pour chaque palier de charge. En effet elles s'aplatissent et diminuent de surface au fur et à mesure que l'essai avance. Ces boucles prouvent que l'élément testé a un comportement capable d'accumuler et de dissiper l'énergie lors d'une action sévère telle que l'action sismique. Cette qualité est très intéressante vis à vis de la sécurité structurale lors d'actions extrêmes.

Nous allons présenter un calcul du paramètre d'endommagement basé sur l'étude de l'évolution des contraintes extrêmes apparentes, la rigidité apparente et l'énergie hystérétique.

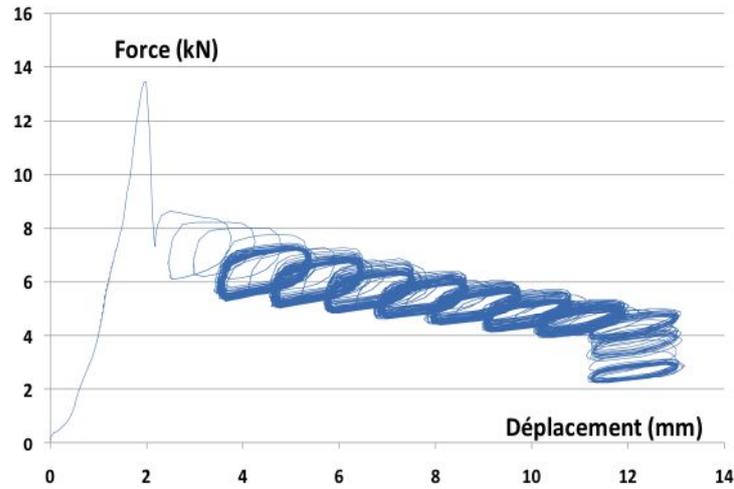


Figure IV.10. exemple de courbe force - déplacement pour l'épicéa.

IV.4.1.1 Indicateur de dommage basé sur l'évolution des contraintes

Parmi les différentes méthodes pour quantifier le développement du dommage à partir de mesures macroscopiques nous pouvons utiliser l'évolution des contraintes maximales apparentes (en compression ou traction) qui se développent au milieu de l'éprouvette (Fig. IV.11).

Les contraintes apparentes sont obtenues comme suit:

$$\sigma_c = -N/S_o - M/w_o = -N/b_o \cdot h_o - 6 \cdot N \cdot e / b_o^2 \cdot h_o \quad (IV.24)$$

$$\sigma_t = -N/S_o + M/w_o = 6 \cdot N \cdot e / b_o^2 \cdot h_o - N/b_o \cdot h_o \quad (IV.25)$$

où N est l'effort normal, e l'excentricité au milieu de la poutre, M le moment de flexion au milieu de la poutre tel que $M = N \cdot e$. S_o , w_o , b_o et h_o sont respectivement la section, le module de flexion, l'épaisseur et la largeur à l'état initial de la poutre.

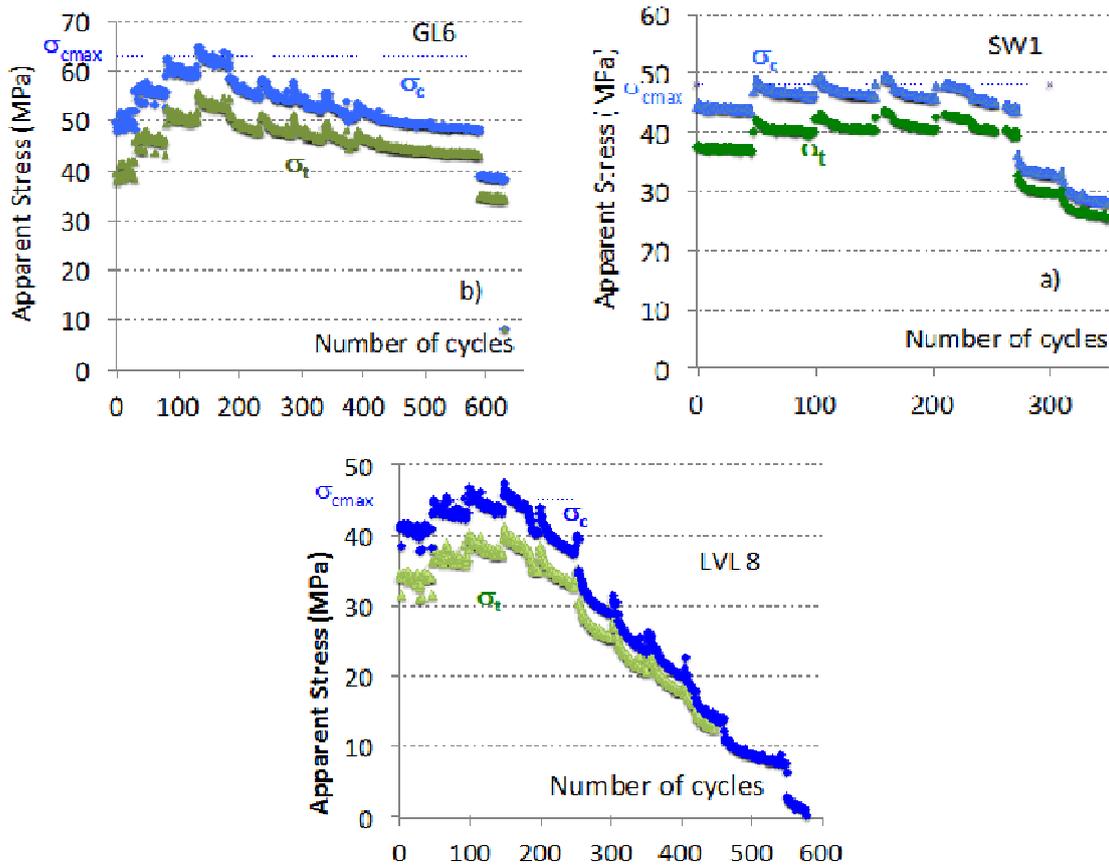


Figure IV.11. Contraintes apparentes extrêmes en compression et traction (au milieu de la poutre).

La décroissance des contraintes montre bien qu'il y a eu un endommagement. La section effective S est donc :

$$S = S_0 \cdot (1-D) \tag{IV.26}$$

En formulant l'hypothèse que la largeur h_0 de l'éprouvette ne change pas tout le long de l'essai, les expressions des contraintes effectives extrêmes s'écrivent :

$$\tilde{\sigma}_c = -N/b \cdot h_0 - 6 \cdot N \cdot e/b^2 \cdot h_0 \tag{IV.27}$$

$$\tilde{\sigma}_t = -N/b \cdot h_0 + 6 \cdot N \cdot e/b^2 \cdot h_0 \tag{IV.28}$$

avec : $b = b_0 \cdot (1-D)$

En supposant que la contrainte apparente maximale des fibres extrêmes juste avant la décroissance (début de dommage) est égale à la résistance de l'échantillon (σ_{max}); nous limitons la contrainte maximale effective à cette valeur (figure IV-11). Ainsi, lorsque le matériau est endommagé, la contrainte réelle maximale peut être considérée comme égale à

σ_{cmax} (compression) ou σ_{tmax} (traction), en utilisant (IV-27) et (IV-28), nous pouvons obtenir le paramètre d'endommagement D (Fig. IV.12). Nous obtenons quasiment la même évolution dommage qu'on raisonne en contraintes de compression ou de traction. La valeur expérimentale de D_c varie de 0,6 à 0,75 en fonction de chaque espèce de bois: la rupture est définie lorsqu'une fissure est observée, alors que l'éprouvette n'est généralement pas complètement cassée.

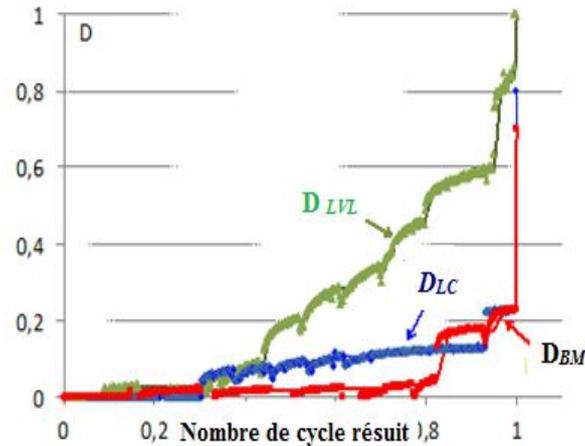


Figure IV.12. Evolution du dommage en fonction du nombre réduit de cycle à la rupture pour les trois types de bois

4.4.1.2 Indicateurs de dommage basés sur l'évolution des raideurs et de l'énergie

Maintenant nous présentons une autre manière d'aborder l'analyse de l'endommagement, à savoir: obtenir un premier paramètre de dommage basé sur l'analyse de l'évolution de la rigidité et un deuxième basé sur celle des énergie dissipées.

Commençons par le premier indicateur qui sera noté D_K , il concernera évidemment l'évolution des raideurs tirées des courbes force - déplacements. La dégradation de la rigidité peut être traduite par l'expression suivante :

$$D_K = 1 - K/K_o \quad (IV.29)$$

Où K est la pente de la courbe force-déplacement (figure IV-10), K_o est la pente initiale (Fig.IV.13)

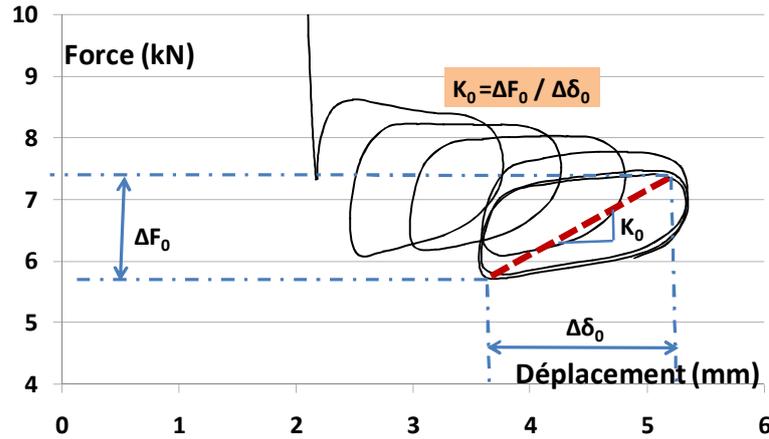


Figure IV.13. Zoom sur les premiers cycles et détermination de K_0

Durant les essais cycliques, la machine a besoin de faire quelques cycles d'ajustement pour arriver au premier palier de la consigne et entamer le chargement cyclique. Il en découle que nous définissons K_0 comme étant la pente en moyenne du quatrième jusqu'au quatorzième cycle. La rigidité K se définit comme la ligne joignant deux points extrêmes d'une boucle d'hystérésis (Fig.IV.13) (c'est le rapport entre les différences de forces extrêmes et les différences des déplacements qui leur correspondent).

La seconde étude concerne le deuxième paramètre noté D_W . Elle s'intéresse à l'évolution des boucles d'hystérésis : diminution de l'énergie dissipée qui se traduit par un aplatissement des boucles durant les essais (Fig. IV.14). D_W peut être obtenu comme suit:

$$D_W = 1 - W/W_0 \tag{IV.30}$$

Où W est l'aire de la boucle d'hystérésis et W_0 est l'aire moyenne de la quatrième jusqu'à la quatorzième boucle (Fig.IV.14)

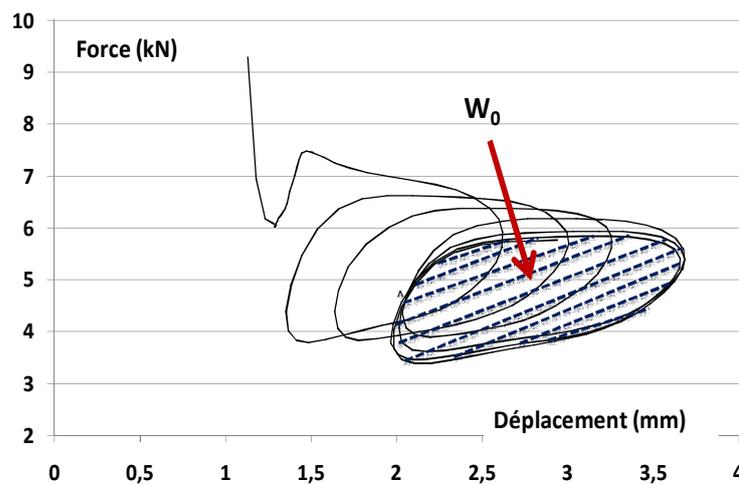


Figure IV.14. Détermination de W_0

Les résultats obtenus du calcul des rigidités et des énergies dissipées, pour des échantillons de bois massif, LVL, et lamellé collé sont résumés dans la figure IV.15. Nous y remarquons une diminution continue des rigidités et de l'énergie dissipée en fonction des cycles. Les deux indicateurs D_K et D_W dépendent de l'état d'endommagement du bois mais aussi de sa viscosité. Le comportement visqueux est supposé non affecté par l'endommagement (pas de dégagement de chaleur sensible durant les essais). Nous assumons donc que la décroissance de l'énergie dissipée et la dégradation de la rigidité peuvent s'expliquer par le dommage du matériau qui se développe pendant les essais cycliques. En utilisant l'expressions (IV.29) ou (IV.30) la valeur finale (à la fracture) de D_K et D_W sont proches pour toutes les espèces et se situent autour de 0,60 pour le bois massif et 0,75 pour le LVL et lamellé collé. Ceci conforte notre hypothèse stipulant que le paramètre d'endommagement peut s'obtenir à partir de la perte de rigidité ou d'énergie.

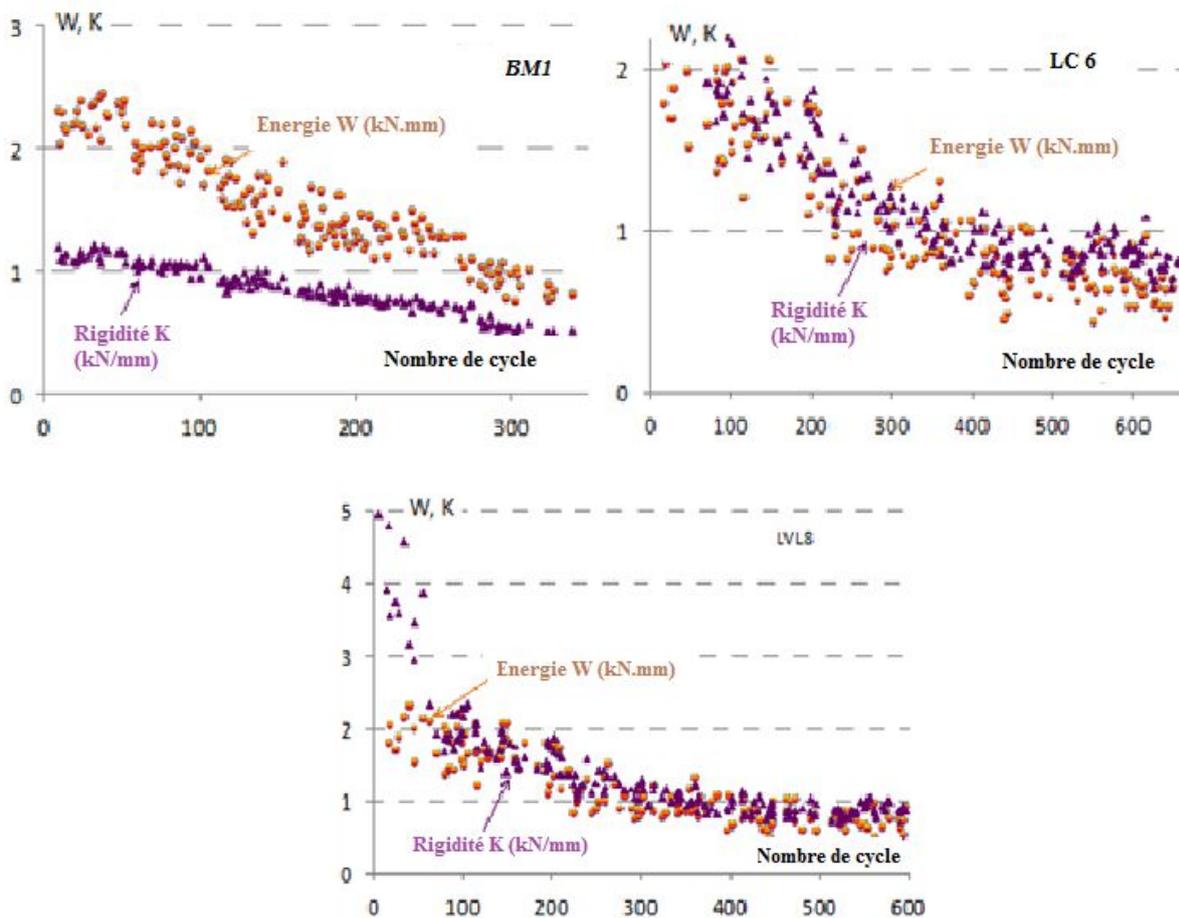


Figure IV.15. Dégradation progressive de l'énergie dissipée W de la rigidité K en fonction du nombre de cycles

La figure IV.16 montre comment croit le paramètre d'endommagement D à comparer avec les deux autres indicateurs de dommage. Nous précisons que lors du calcul de D durant les tous premiers cycles, nous avons trouvé quelques valeurs négatives (qui n'ont aucun sens physique et qui ont été omises) et ceci est dû à la inertie de la presse qui provoque beaucoup de bruit par rapport au déplacement réel (retard lors de la mise en marche dans le déplacement

de la traverse par rapport au déplacement programmé). Aussi nous citons une remarque classique pour le bois puisque nous constatons énormément de dispersion spécialement pour le calcul énergétique. Cependant la cinématique de l'endommagement est confirmée par les résultats obtenus (endommagement croissant progressivement avec le nombre de cycles). Globalement D_K et D_W sont proches par rapport à D (paramètre obtenu par analyse des contraintes) pour le LVL mais s'éloignent un peu pour le bois massif et le LC.

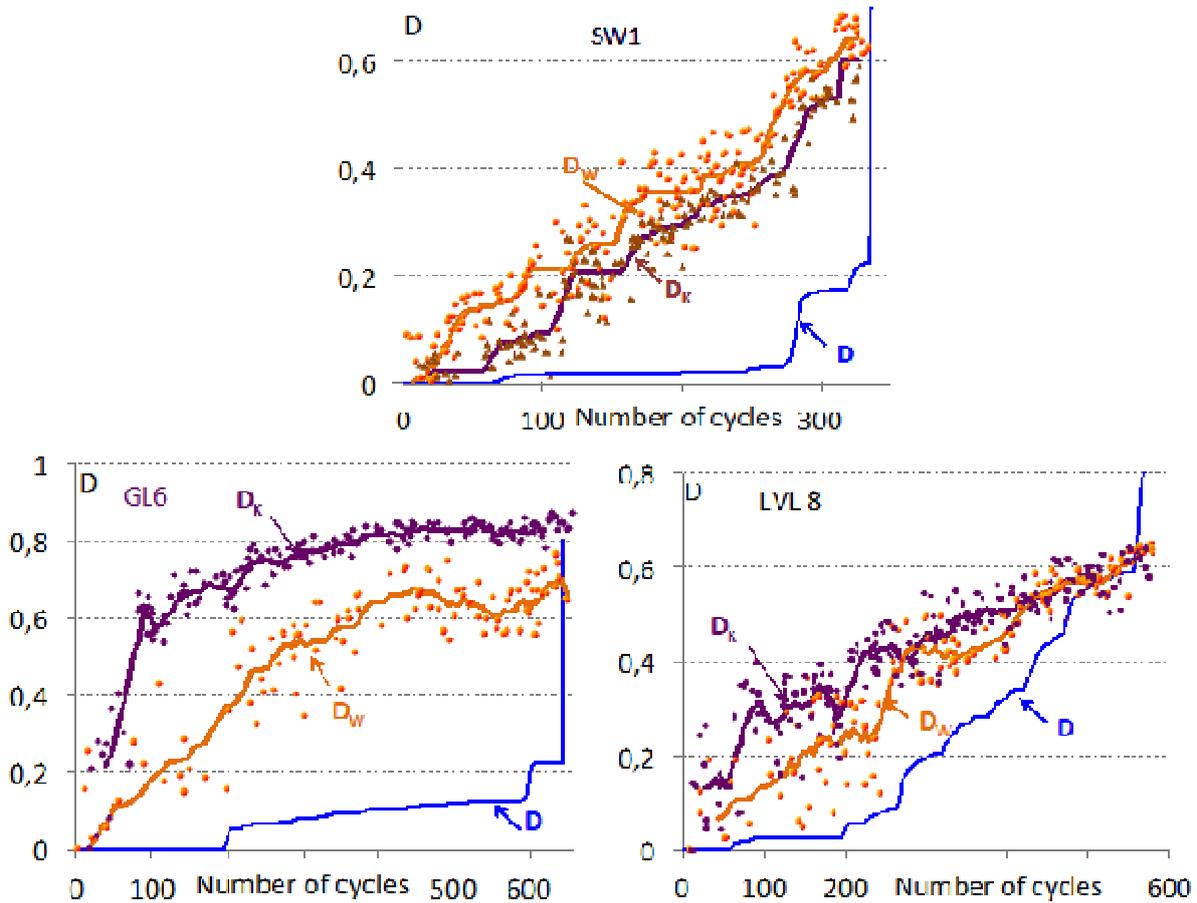


Figure IV.16. Evolution des indicateurs d'endommagement calculés à partir de la perte de rigidité K (D_k), énergie dissipée W (D_w) et de l'évolution des contraintes (D).

Le comportement de nos spécimens d'éprouvettes est approché par un modèle rhéologique de Maxwell. Nous formulons l'hypothèse que l'endommagement affecte la rigidité k ($k=k_o(1-D)$, k_o rigidité initiale) et non pas la viscosité (η). Nous avons représenté dans la figure IV.17 les évolutions de l'aire des hystérésis W et de la rigidité apparente K par rapport au dommage D sont présentées dans la figure IV.16. Les paramètres du modèle de Maxwell sont calés à partir de la rigidité apparente et l'aire de la boucle d'hystérésis initiales de l'éprouvette BM1 (Fig. IV.10). Le signal du déplacement est sinusoïdale qui est proche de la forme triangulaire (de nos essais) avec une fréquence de 1Hz et une amplitude similaire à celle appliquée à l'éprouvette BM1.

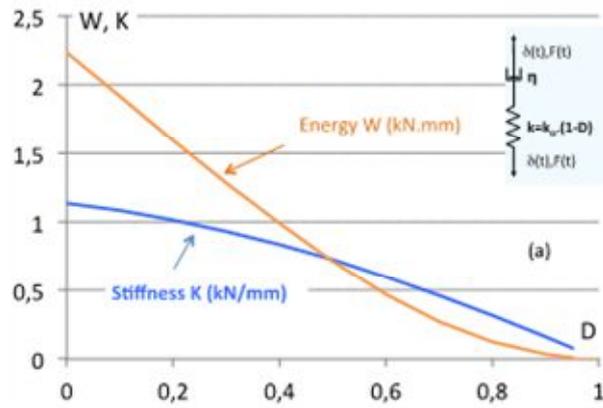


Figure IV.17. Comparaison de l'évolution de l'énergie dissipée et la rigidité apparente par rapport au dommage D (modèle de Maxwell avec $(\delta(t) = a + b \sin(2\pi f t))$ et $f=1\text{Hz}$).

Les paramètres d'endommagement, D_k et D_w calculés avec les équations (IV.28) et (IV.29) sont assez proches du paramètre de dommage tiré de l'évolution des contraintes D (Fig.IV.18)

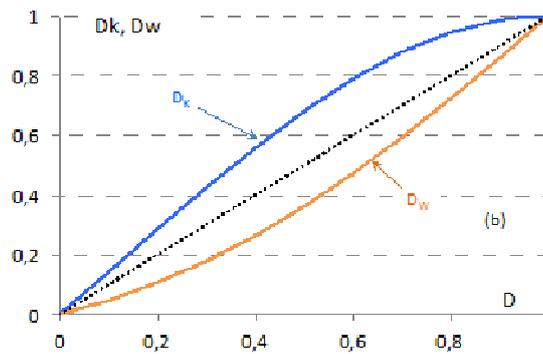


Figure IV.18. Comparaison de l'évolution de la rigidité et l'énergie dissipée avec le dommage D

L'application du modèle de Maxwell pour le lamellé collé et le LVL se fait en calant la viscosité et la rigidité initiale qui sont différentes de ceux obtenus pour le bois massif. Cependant les évolutions de D_K et D_W par rapport à D sont similaires. Ces dernières ne sont pas linéairement dépendantes de l'endommagement. Finalement nous pouvons dire que D_W et D_K ne donnent pas une version classique de l'endommagement mais peuvent en exprimer des informations très intéressantes.

IV.5. Analyse de l'endommagement par torsion

Pour les essais de torsion piloté en force, nous avons cherché à déterminer le dommage à partir de l'étude des pertes de raideurs (Eq. IV.31) mais aussi par une méthode basé sur l'analyse des écoulement des rotations.

IV.5.1. Indicateurs de dommage basés sur l'évolution des raideurs

Le paramètre de dommage D peut être obtenu à partir de l'étude des variations des rigidités lors de chaque cycle. La perte de rigidité peut être traduite par l'expression (IV.29). Pour les essais de torsion, la rigidité est fonction du module de cisaillement G , on obtient D en remplacement K par G dans l'expression (IV.29).

$$D_G = 1 - G/G_{ini} \quad (IV.31)$$

La valeur de D_{crit} peut est obtenue à partir de l'équation (IV.31):

$$D_{crit} = 1 - \frac{G_{fin}}{G_{ini}} \quad (IV.32)$$

avec G_{ini} et G_{fin} respectivement les modules de cisaillement obtenus lors de l'essai monotone initial et celui final. Les valeurs moyennes obtenues sont : 532 MPa (écart type de 12%) pour G_{ini} et 100 MPa (écart type de 10%) pour G_{fin} et 0,81 (écart type 1,8%) pour l'endommagement critique D_{crit} .

IV.5.2. Indicateurs de dommage basés sur l'évolution de l'écoulement

La détermination du dommage D à partir de l'équation (IV.31) peut être parasitée par la viscosité du matériau, en effet la rigidité observée lors des cycles ne correspond pas à la raideur de notre matériau (au sens rhéologique du terme), elle intègre l'écoulement visqueux du bois.

Un autre moyen d'obtenir D lors d'essais avec une consigne de chargement constante (cas des essais de torsion) est l'étude de l'évolution des déformations (rotation dans nos cas) en fonction du temps. L'endommagement lors des cycles est analysé à partir de l'évolution de la déformation angulaire maximum (Fig. IV.19 a). Après un premier écoulement croissant, phase généralement appelée phase primaire, l'évolution de la déformation angulaire extrême en fonction du nombre de cycles devient quasi linéaire (écoulement secondaire). Après un nombre de cycles plus ou moins élevé, une troisième phase « exponentielle » (écoulement tertiaire) est observée dès l'initiation d'une fissuration précurseur de la rupture. Le paramètre d'évolution du dommage peut ainsi être considéré comme la différence entre la phase tertiaire et la phase secondaire, différence que nous normalisons par la suite pour obtenir le paramètre de dommage D (Fig. IV.19 b).

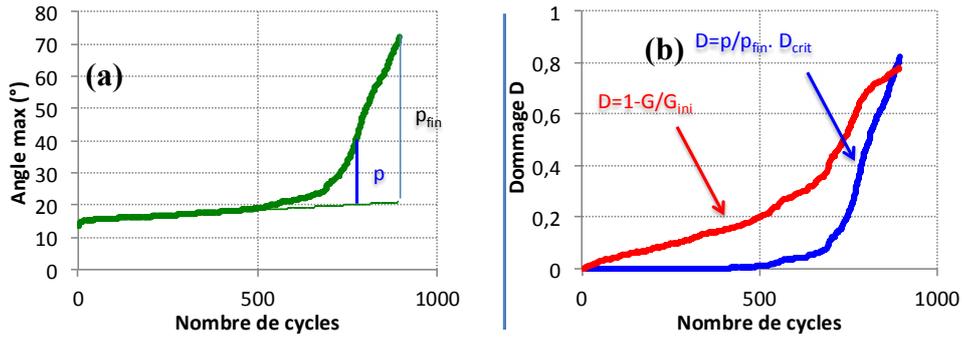


Figure IV.19. (a) Evolution déformation angulaire maximum - cycle durant les essais cycliques (b): détermination du dommage D à partir de « p » et des variations de rigidité (G) - Essais de torsion cycliques.

La figure IV.19 b compare les deux méthodes de détermination de D . Quelques essais de torsions arrêtés au bout de 2 000 cycles sans dommage apparent de la poutre n'ont fait apparaître qu'un écoulement secondaire, soit D égale à zéro; par contre lors des cycles, la rigidité « apparente » avait bien évolué, soit un D final non nul. Des essais monotones réalisés sur ces éprouvettes non endommagées en apparence ont permis de confirmer l'absence de dommage ($G_{ini} = G_{fin}$). La méthode basée sur les écoulements semble donc être préférable pour déterminer le dommage D , du moins pour le cas d'un chargement constant.

4.6. Durée de vie

Un modèle de durée de vie ne sera appliqué qu'aux essais de torsion pilotés en force, le modèle n'étant pas applicable dans le cas de chargement à déplacement imposé. Nous représenterons cependant les évolutions du nombre de cycles à ruptures ou à l'instabilité (courbe de Wöhler) pour tous les essais.

4.6.1. Modélisation de la durée de vie

Le modèle retenu est à évolution et cumul non linéaire. Ce modèle CF1 [46] associe le modèle rhéologique de Kelvin-Voigt avec le deuxième modèle de Barrett et Foschi [53] afin d'intégrer le caractère viscoélastique du matériau. L'expression du modèle de dommage est présentée au chapitre 4.2.1.2 (Eq. IV.19).

L'application du modèle CF1 ne tenant pas compte de l'influence de l'amplitude du signal (R), nous avons décidé d'introduire dans la formulation du modèle le paramètre moment moyen. Pour ce faire nous nous sommes inspirés de la relation linéaire de Goodman (Lemaitre *et al.*, 1988) :

$$\sigma_l(\bar{\sigma}) = \bar{\sigma} + \sigma_{lo} \left(1 - \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_u} \right) \text{ soit } \sigma_l(\bar{\sigma}) = \bar{\sigma} + \sigma_{lo} (1 - b\bar{\sigma}) \quad (\text{IV.33})$$

où σ_1 est la limite de fatigue pour une contrainte moyenne donnée, σ_{10} est la limite de fatigue alternée ($\bar{\sigma} = 0$), σ_u est la contrainte de rupture statique, $b = 1/\sigma_u$.

L'expression du nouveau modèle obtenu en couple est la suivante:

$$\begin{cases} \frac{dD}{dt} = a \left(\frac{|C_e(t)| - C_o}{C_s} \right) + \lambda D(t) & \text{si } |C_e(t)| > C_o \\ \frac{dD}{dt} = 0 & \text{si } |C_e(t)| \leq C_o \end{cases} \quad (\text{IV.34})$$

où C_s est la résistance statique à rupture et C_o le moment limite de dommage. a , b et λ sont des paramètres de calage (dans cette étude $a = 1E14 \text{ s}^{-1}$, $b = 30$, $\lambda = 0,05 \text{ s}^{-1}$).

Dans l'expression IV.34, nous considérons que le moment limite de dommage C_o n'est pas une constante mais une fonction du moment moyen \bar{C} [62,63]

$$SL_o = \bar{SL} + SL_{10}(1 - 1,26\bar{SL}) \quad (\text{IV.35})$$

avec : $SL_o = C_o/C_s$: seuil de dommage, $\bar{SL} = \bar{C}/C_s = SL/2 \cdot (1 + R)$: niveau de charge moyen et $SL_{10} = C_{10}/C_s = 0,47$: seuil de dommage lors de chargement alterné.

• Essais de post flambement

Pour les essais de flambement, la durée de vie est présentée en fonction du rapport δ_e/δ_{e50} , δ_e étant le déplacement à l'instabilité de l'éprouvette et δ_{e50} le déplacement de référence du pilotage (Fig IV.20). Les essais sont peu nombreux, et les temps à rupture sont proches et diminuent lorsque le déplacement à l'instabilité δ_e de l'éprouvette diminue.

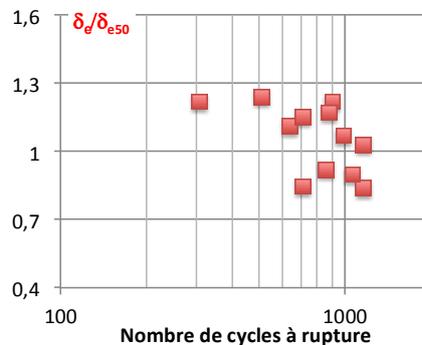


Figure IV.20. Nombre de cycles à rupture des essais de flambement en fonction de δ_e/δ_{e50}

• **Essais de pré flambement**

Lors des essais cycliques, une éprouvette de force à l'instabilité F_e a été soumise à un niveau de charge SL proportionnel à SL_{e50} .

$$SL = \frac{F_{\max}}{F_e} = \frac{F_{\max}}{F_{e50}} \cdot \frac{F_{e50}}{F_e} = SL_{e50} \cdot \frac{F_{e50}}{F_e} \quad (IV.36)$$

Le niveau de charge appliquée à chaque poutre était égal à F_{e50}/F_e fois le niveau de référence F_{e50} . La représentation de la courbe de durée de vie est exprimée en fonction de ce coefficient F_{e50}/F_e (Fig. IV.21).

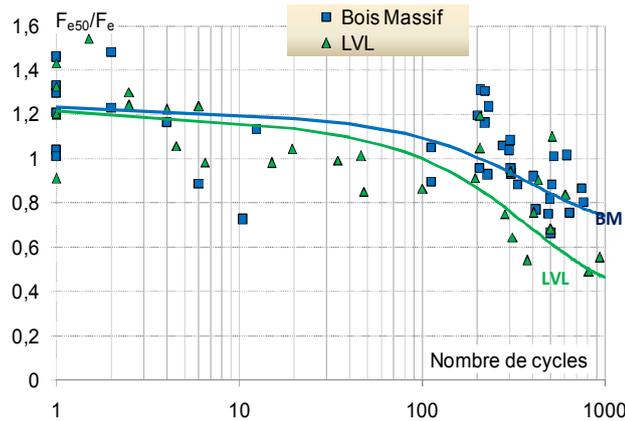


Figure IV.21. Durée de vie des deux essences : F_{e50}/F_e (niveau de charge $SL=SL_{e50}$. F_{e50}/F_e) en fonction du nombre de cycles avant instabilité

Nous constatons sur la figure IV.21 que les durées de vie obtenues pour le LVL et le bois massif sont très proches, elles se distinguent cependant pour les valeurs les plus élevées des forces d'instabilité F_e . Pour les valeurs les plus faibles du rapport F_{e50}/F_e , le LVL présente une durée de vie plus faible que le bois massif.

• **Essais de torsion**

Pour les essais de torsion, pour distinguer chacune des éprouvettes, nous disposons du couple à 15° (C_{15°), de leur module de cisaillement G et de leur densité mais pas de leur résistance à la rupture en statique (C_s) qui nous permettrait de définir un niveau de charge SL égal au rapport couple maximum C_{\max} appliqué sur la résistance C_s ($SL= C_{\max} / C_s$). Si on considère que la résistance (C_{75°) obtenue sur l'éprouvette b correspond à la résistance C_s de l'éprouvette a, on constate qu'il existe une relation entre la valeur de C_s et C_{15° . De même, la densité du bois évolue dans le même sens que sa résistance [4] Aussi, nous pourrions définir dans cette étude un niveau de référence de charge SL_r comme le rapport entre le couple maximum appliqué et le couple C_{15° . Pour plus de précision, ce niveau de charge de référence est pondéré par la densité d (3):

$$SL_r = \frac{C_{\max}}{C_{15^\circ}} \frac{1}{\beta} \quad (IV.37)$$

avec $\beta = \frac{d}{\bar{d}}$, \bar{d} est la moyennes des densités d

Le nombre de cycles « à rupture », ou plutôt à la limite 75°, expérimental est présenté en fonction du niveau de charge SL_r auquel il est soumis en utilisant un diagramme semi-logarithmique (Fig. IV.22a). On constate que le nombre de cycles à rupture augmente bien lorsque SL_r diminue, par contre, l'influence de R sur les durées de vie semble négligeable. Ceci peut sans doute s'expliquer par le fait que le temps à rupture sera plus conditionné par la cadence de retour de l'effort max que par la vitesse du chargement triangulaire.

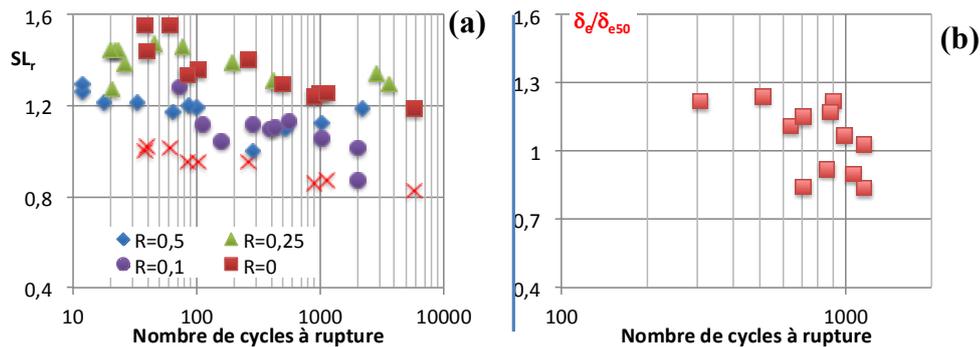


Figure IV.22. (a) Nombre de cycles « à rupture » des essais de torsion en fonction du niveau de chargement SL_r en fonction de R ($R=C_{\max}/C_{\min}$), (Croix : valeurs avec $SL=C_{\max}/C_s$ des poutres ayant une jumelle ($R=0$)). (b) Nombre de cycles à rupture des essais de flambement en fonction de δ_c/δ_{e50} .

4.7. Conclusion

Ce chapitre est dédié à l'analyse et la modélisation du dommage. Après une définition de la variable d'endommagement, il est présenté trois critères de mesure de l'endommagement; variation du module élastique, des caractéristiques plastiques et de l'énergie dissipée. La modélisation du dommage a été faite par l'analyse de l'évolution non linéaire du cumul. Une détermination du paramètre de dommage basée sur l'évolution des contraintes des raideurs et de l'énergie est montrée pour les essais de post flambement. Pour la torsion, les indicateurs de dommage sont basés sur l'évolution des raideurs (module de cisaillement) et de l'écoulement.

CONCLUSION GENERALE

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I.....	4
CHAPITRE II.....	38
CHAPITRE III.....	53
CHAPITRE IV.....	73
CONCLUSION GENERALE.....	100

Conclusion générale

Le travail présenté ici s'intéresse à l'étude expérimentale et à la modélisation du comportement d'éléments structuraux en bois soumis à des chargements cycliques – de types sismiques - entraînant une instabilité : flambement ou déversement. Les éléments structuraux que nous étudions sont des poteaux et des poutres de structures en bois lamellé collé, LVL(laminted veneer lumber) ou en bois massif (épicéa).

Une étude expérimentale a été faite sur le comportement cyclique en post et pré-flambement de poteaux en bois.

Pour le post flambement :

- Les essais sont des essais à déplacement imposés sur du bois massif (épicéa), du LVL et du lamellé collé (LC).
- Les tests cycliques ont montré que le bois massif a un comportement fragile à la rupture. Le LC a une rupture quasiment similaire bien que moins « brutale » : ruptures des lamelles les unes après les autres en général. Le LVL présente une rupture plus « stable » avec décollement des plis de collage.
- Le comportement général observé du bois durant le cyclique est un comportement hystérétique ceci dénote une grande capacité de dissipation d'énergie à chaque cycle. Une deuxième constatation concerne la largeur des boucles qui étaient plus « large » lors des essais sur le LVL que sur le bois massif ou lamellé collé.
- Nous avons observé une décroissance continue de la force d'instabilité avec l'augmentation du nombre de cycle jusqu'à la rupture.
- L'évolution du dommage a été mesurée par trois marqueurs de dommage à savoir: le premier indicateur basé sur l'évolution des contraintes , le deuxième sur celle des raideurs et le troisième sur celle de l'énergie (D , D_k , D_w)

- Une remarque classique concernant le bois est son caractère dispersif dans les résultats de calcul de D , D_k , D_w .

Pour le pré flambement :

- Les essais sont des essais à déplacement imposés sur du bois massif (épicéa), du LVL.
- Contrairement au post flambement, les forces d'instabilité croissent continuellement durant l'essai cyclique jusqu'à l'instabilité.
- Les essais de flexion menés avant et après cyclique ont montré quasi stabilité du module d'élasticité ce qui dénote probablement une consolidation et/ou une élimination de défauts de linéarité des éprouvettes.
- Pour les deux essences, nous avons constaté force d'instabilité plus élevée sous chargement cyclique que sous chargement monotone.
- Comme pour le post, le bois massif et le LVL présentent un comportement visco-élastique avec une capacité de dissipation d'énergie non négligeable (boucle d'hystérésis prononcée). Ceci rend le bois très intéressant comme matériau de construction dans les zones sismiques.
- Le LVL et le bois massif ont des courbes de durée de vie similaires pour les grandes valeurs du seuil de charge (F_{e50}/F_e) mais différentes pour les faibles valeurs ce seuil. Néanmoins, à cause de la grande dispersion des résultats, il est délicat d'être catégorique dans les interprétations.

Une deuxième campagne expérimentale concerne la torsion cyclique des poutres en bois LVL.

Torsion :

- Nous avons réalisé une série de tests cycliques ondulés à fréquence constante $f = 1\text{Hz}$ et à amplitude variable sur du LVL

- Ces essais à fréquence constante ont montré la faible influence de l'amplitude du signal sur la durée de vie contrairement à ce qui avait été observé lors d'essais de torsion sous chargement triangulaire à vitesse constante (donc fréquence variable).
- Nous avons constaté aussi qu'il y a peu d'influence visible du rapport $R=C_{min}/C_{max}$.
- L'évolution du dommage est approchée par deux indicateurs de dommage l'un basé sur l'évolution des raideurs et l'autre basé sur l'évolution de l'écoulement.
- Le modèle de dommage et celui de durée de vie développé donne des prévisions d'évolution du dommage ou du temps à rupture en accord avec les observations. Il permet de prendre en compte l'effet des fréquences, de l'amplitude et du niveau de charge du signal
- En fin et au vu des résultats et observations faits durant nos essais, il est préférable de recommander d'utiliser du LVL, en particulier pour les poteaux, pour les structures en bois en zone sismique

Perspectives

- Nous pensons qu' 'il est judicieux de reprendre les essais de pré flambement en prenant soin de bien choisir le protocole d'essais cyclique et ce dans le but de faciliter la modélisation future.
- Des essais sur des poutres de section ou de longueur différentes de celles proposées dans notre étude pourront être réalisés en complément de celle ci
- Afin de simuler les conditions climatiques réelles, des essais à diverses teneurs en eau sont les bien venus.
- Réfléchir à un autre indicateur de dommage pour le pré flambement
- Analyser le comportement cyclique du bois en supposant que le comportement visqueux est affecté par l'endommagement
- Encourager ce type de recherche (sur un matériau écologique comme le bois) dans notre pays

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] J.J HARRINGTON- A. MICROFIBRIL ANGLE IN WOOD . EDITIONS B.G BUTTERFIELD IAWA/IUFRO, NEW ZELAND, 1998
- [2] J.BODIG, J.BENJAMIN, -A. MECHANICS OF WOOD AND WOOD COMPOSITES. VAN NOSTRAND REINHOLD COMPANY INC - NEW YORK - 1982
- [3] K.H.GÖTZ, D.HOOR, K.MÖHLER, J.NATTERER - CONSTRUIRE EN BOIS : CHOISIR - CONCEVOIR- RÉALISER. EDITIONS DU MONITEUR. PRESSES POLYTECHNIQUES ROMANDES, 1983
- [4] F.F. KOLLMAN, W.A.COTÉ - PRINCIPLES OF WOOD SCIENCE AND TECHNOLOGY- VOL.I- SOLID WOOD-, SPRINGER-VERLAGE, 1968 REPRINT 1984
- [5] D.GUITARD, MECANIQUE DU MATERIAU BOIS ET COMPOSITES. EDITIONS CEPADUES - TOULOUSE - 1987
- [6] M.T. GAUTHERIN- CRITERE DE CONTRAINTE LIMITE DU BOIS MASSIF. THESE DE DOCTEUR 3E CYCLE U.P.P.MC - PARIS(IV), 1980.
- [6] J.R. GOODMAN, J.BODIG - ORTHOTROPIC ELASTIC PROPERTIES OF WOOD. J. STRUC. DIV., PROC. A.S.C.E., VOL.96, No. St11, pp.2301-2319, Nov.1970
- [7] R.F.S HEARMON - THE ELASTICITY OF WOOD AND PLYWOOD ICROFIBRIL ANGLE IN WOOD . DEPT. SCI. IND. RES. FOREST PROD. RES. SPEC. REPORT X 107, H.M.S.O, 1948
- [8] F. EL-AMRI, - CONTRIBUTION A LA MODELISATION ELASTIQUE ANISOTRPE DU MATERIAU BOIS FEUILLUS ET RESINEUX. THÈSE DE DOCTEUR I.N.P.L. DENANCY, 1987.
- [9] J.BODIG, R.GOODMAN- PREDICTION OF ELASTIC PARAMETERS FOR WOOD. WOOD SCIENCE, VOL. 5 NO. 4, APRIL 1973, PP.249-264
- [10] A.FOUDJET- CONTRIBUTION A L'ETUDE RHEOLOGIQUE DU MATERIAU BOIS. THÈSE DE DOCTEUR'ETAT ÈS- SCIENCE, NIVERSITÉ CLAUDE BERANARD LYON1, 1986.
- [11] J.BODIG - STRESS -STRAIN RELATIONSHIP FOR WOOD IN TRANSVERSE COMPRESSION. JO OF MATERIALS, VOL.1 NO.3 , SEPT.1966,PP.645-666
- [12] CHAZELAS J. L., VERGNE A., BUCUR V; ANALYSE DE LA VARIATION DES PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANIKES LOCALES DU BOIS AUTOUR DES NŒUDS. ACTES DU COLLOQUE EUROPEEN « COMPORTEMENT MECANIQUE DU BOIS » GS RHEOLOGIQUE DU BOIS, BORDEAUX (FRANCE) (1988) PP 375-386.
- [13] KUNESH R.H., JOHNSON J.W., - STRENGTHOF MULTIPLE-BOLTED JOINT.INFLUENCE OF SPACING AND OTHER VARIABLES. FOREST RESEARCH LABRATORY, SCHOOL OF FORESTRY, REPORT-24, OREGON STATE UNIVERSITY, MARCH 1968,21P
- [14] T. TORATTI, -SHORT AND LONG TERM BENDING EXPERIMENTS ON LAMINATED VENEER LUMBER. COST 508 WOOD MECHANICS : WORKSHOP ON SERVICE LIFE ASSESSMENT OF WOODEN STRUCTURES, ESPOO FINLAND.
- [15] T. TORATTI, - THE MECHANIOCAL PROPERTIES OF KERTO- LAMINATED - VENEER - LUMBER. HELSINKY UNIVERSITY OF TECHNOLOGY LABORATORY OF STRUCTURAL ENGINEERING AND BUILDING PHYSICS, 70 PAGES,1988.

- [16] L.HANSEN, PILEGAARD AND A. RATHKJEN , - FATIGUE OF LAMINATED WOOD BEAMS. DEPARTMENT OF BUILDING TECHNOLOGY AND STRUCTURAL ENGINEERING AALBORG UNIVERSITY, (1994), 9 P.
- [17] S AMIJIMA. T. FUJII,- EXTENSION D'UN PROGRAMME MODELE MONODIMENSIONNEL PAR ELEMENTS FINIS POUR L'ANALYSE DES CONTRAINTES ELASTO-PLASTIQUES ET POUR LA RUPTURE, IN. J. OF ADHESION AND ADHESIVES, ,, (1989), VOL. 9, PP 243-249.
- [18] P. HOFFMEYER , WOOD AS A BUILD MATERIAL. TIMBER ENGINEERING- STEP1 LECTURE A4, EDITIONS CENTRUM HOUT, 1994 PP. A4/1-A4/21.
- [19] ST AVRAMIDIS., EVALUATION OF THREE-VARIABLE MODELS FOR PREDICTION OF EQUILIBRIUM MOISTURE CONTENT IN WOOD. WOOD SCIENCE TECHNOLOGY VOL. 23 (989), PP 251-258.
- [20] S. HENDERSON.,È A BASIC CONCEPT OF EQUILIBRIUM MOISTURE. AGRIC. ENG. VOL. 33 PP 29-32, 1952
- [21] D.L.DAY , G.L. NELSON, - DESORPTION ISOTHERMS FOR WHEAT. TRANS. OF THE A.S.A.E. 8 PP 293-297 1965.
- [22] C. ZURITZ, R.P. SINGH, S.M. MOINI, S.M. HENDERSON., DESCRIPTION ISOTHERMS OF ROUGH FROM RICE 10°C TO 40°C, TRANS.ASAE , 22, P 433-440.
- [23] H.B.PFOST., S.GMAUER., D.S. CHUNG. & G.A. MILLINKEN,- SUMMARIZING AND REPORTING EQUILIBRIUM MOISTURE DATA FOR GRAINS, AMERICAN SOCIETY OF AGRICULTURAL ENGINEERS, PAPER N° 76-3520. ST JOSEF, MI, USA, 1976.
- [24] B. LASSERRE, MODELISATION THERMO-HYGR0-MECANIQUE DU COMPORTEMENT DIFFERE DE POUTRES DE STRUCTURE EN BOIS. THÈSE DE L'UNIVERSITÉ BORDEAUX 1 (2000).
- [25] R. W. DENT, - A MULTILAYER THEORY FOR GAS SORPTION, PART I : SORPTION FOR A SIGLE GAS, -TEXTILE RESEARCH JOURNAL. VOL. 47, PP. 147-152, 1977.
- [26] T.E. CONNERS, SEGMENTED MODELS FOR STRESS-STRAIN DIAGRAMS WOOD SCIENCE AND TECHNOLOGY , 23 (1) : PP 65-73, 1989.
- [27] P.A BORDONNE, T. OKUYAMA, S.N. MARSOEM- MECHANICAL RESPONSES OF WOOD TO REPEATED LOADING II. EFFECT OF WAVE -FORM ON TENSILE FATIGUE. MOKUZAI GAKKAISHI, VOL.33 NO. 8, 1987, PP 354-360.
- [28] E.FOURNELY, - ANALYSE COMPORTEMENTALE DU MATERIAU BOIS DANS LA ZONE D'ASSEMBLAGE, APPLICATION AUX SOLLICITATIONS SISMQUES. THESE DE DOCTORAT - UNIVERSITE BLAISE PASCAL CLERMONT FERRAND II – 1992
- [29] M. MANDEL , - FLAMBAGE AU SEIN D'UN MILIEU ELASTIQUE. ANNALES DES PONTS ET CHAUSSEES N° 20.
- [30] B.Z. VLASSOV, -PIECES LONGUES EN VOILES MINCES. EDITIONS EYROLLES
- [31] S. TIMOSHENKO, - THEORIE DE LA STABILITE ELASTIQUE. 1947 ET 1966.LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE CH. BERANGER, DUNOD
- [32] Y.L. PI, N.S. TRAHAIR, - NONLINEAR INELASTIC ANALYSIS OF STEEL BEAM-COLUMNS - I : THEORY & II : APPLICATIONS .J.S.E.-JUL. 1994- Vo1.120-PAGES2041 à2085
- [33] Y.L. PI, N.S. TRAHAIR,- INELASTIC TORSION OF STEEL I-BEAMS J.S. E .- APRIL 1995 - VOL. 121 - PP 600 - 620

[34] J. BERTOLINI, - CONTRIBUTION A L'ANALYSE EXPERIMENTALE ET THEORIQUE DES RUPTURES DE STRUCTURES COMPOSITES EN POST-FLAMBEMENT PAR DECOLLEMENT DE RAIDISSEURS. THESE DE DOCTORAT - UNIVERSITE DE TOULOUSE- 2008.

[35] L.PRANDTL, KIPP ERSCHEINUNGEN, INAUGURAL DISSERTATION LUDWIG-MAXIMILIANS UNIVERSITAT MUNICH BUCHDRUCKEREI ROBERT STICH; NUREMBERG -1899

[36] A.G.M , MICHELL,- ELASTIC STABILITY OF LONG BEAM UNDER TRANSVERSE FORCES PHILOS. MAG.48 (5TH SERIES) , PP : 298-309, 1899.

[37] J. E. FAIRKER, - A STUDY OF THE STRENGTH OF SHORT AND INTERMEDIATE WOOD COLUMNS BY EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL METHODS, RAPPORT INTERNE EPL-RN-28, 1964.

[38] S. K AGARWAL., S. K. KAUSHIK, -INVESTIGATION ON SOLID TIMBER COLUMNS, JOURNAL OF THE INSTITUTION OF ENGINEERS, VOL. 70, NO 3, 1989, PP. 103-107.

[39] B.M., BRODERICK J.M GOGGINS., A.Y. ELGHAZOU, CYCLIC PERFORMANCE OF STEEL AND COMPOSITE BRACING MEMBERS , JOURNAL OF CONSTRUCTIONAL STEEL RESEARCH 61, 2005,PP. 493–514.

[40] A. GOMES, J. APPLETON, - NONLINEAR CYCLIC STRESS-STRAIN RELATIONSHIP OF REINFORCING BARS INCLUDING BUCKLING , ENGINEERING STRUCTURES, VOL. 19, NO. 10, 1997, PP. 822 826.

[41] K. KYUNGSOO CHUNG, J. CHUNG, S. CHOI, - PREDICTION OF PRE- AND POST-PEAK BEHAVIOR OF CONCRETE-FILLED SQUARE STEEL TUBE COLUMNS UNDER CYCLIC LOADS USING FIBER ELEMENT METHOD, THIN-WALLED STRUCTURES 45, 2007, PP. 747–758.

[42]CHAPLAIN M., NAFA Z., GUENFOUD M., « DAMAGE OF GLULAM BEAMS UNDER CYCLIC TORSION: EXPERIMENTS AND MODELLING », DAMAGE AND FRACTURE MECHANICS: FAILURE ANALYSIS OF BRO 05 GOM 97 ENGINEERING; MATERIALS AND STRUCTURES, ÉDITEUR BOUKHAROUBA ET AL., SPRINGER, 2009, PP. 349–356.

[43] A. CECCOTTI, -LES ASSEMBLAGES BOIS SOUS L'ACTION SISMIQUE, STRUCTURES EN BOIS AUX ETATS LIMITES CHAPITRE VIII-2, STEP C17, 1997, PP. VIII-2-1 –VIII-2-11.

[44] L.A. SOLTIS,. LOW-RISE TIMBER BUILDINGS SUBJECTED TO SEISMIC, WIND AND SNOW LOADS. J. OF STRUCT. ENG.1984. 110(4) PP 744-753

[45] L.S TURNER., F. STEWART K.C. CHEUNG,- PERFORMANCE OF WOOD STRUCTURES: LOMA PRIETA EARTHQUAKE AFTERMATH. WOOD DES. FOCUS 1990. 1(4):14-16.

[46] M.CHAPLAIN,- COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATIONS SEVERES DES ASSEMBLAGES DE STRUCTURES EN BOIS, MODELISATION DE L'ENDOMMAGEMENT. THÈSE DE DOCTORAT - UNIVERSITÉ BLAISE PASCAL CLERMONT FERRAND II – 1996.

[47] Y.N.RABOTNOV,- CREEP PROBLEMS IN STRUCTURAL MEMEBERS, NORTH HOLLAND, AMSTERDAM, 1969

[48] L.M.KACHANOV,- ON CREEP RUPTURE TIME, IZV. ACAD.NAUK SSSR, OTD. TECHN. NAUK, N°8, PP 26-31, 1958

[49] J.LEMAITRE, J.L. CHABOCHE- MECANIQUE DES MATERIAUX SOLIDES. EDITIONS DUNOS, 1988, 544 P.

[50] W. L. WOOD, - RELATION OF STRENGTH OF WOOD TO DURATION OF LOAD, REP. N° 1916 U.S.D.A. FOREST PRODUCTS LAB. MADISON WIS. USA.1951

[51] C.C. GERHARDS C. L. LINK, - A CUMULATIVE DAMAGE MODEL TO PREDICT LOAD DURATION CHARACTERISTICS OF LUMBER. WOOD AND FIBER SCIENCE, -VOL. 19 – N2 – 1987

[52] J. D. BARETT R. O. FOSCHI, -DURATION OF LOAD AND PROBABILITY OF FAILURE IN WOOD. PART 1 : MODELING CREEP RUPTURE. CANADA JOURNAL CIV. ENG.-VOL.5-1978 PP 505- 514

[53] J. D. BARETT R. O. FOSCHI,- DURATION OF LOAD AND PROBABILITY OF FAILURE IN WOOD. PART2 : CONSTANT, RAMP AND CYCLIC LOADINGS. CANADA JOURNAL CIV. ENG.- VOL.5-1978 PP 515-532

[54] R. O. FOSCHI , Z. C. YAO, - ANOTHER LOOK AT THREE DURATION OF LOAD MODELS. INTERNATIONAL COUNCIL FOR BUILDING RESEARCH STUDIES AND DOCUMENTATION WORKING COMMISSION W18, TIMBER STRUCTURES. MEETING NINETEEN - FLORENCE, ITALY- SEPT 1986.

[55] L.F.NIELSON, - WOOD AS CRACKED VISCOELASTIC MATERIAL, TECHNICAL REPORT 153/85, TECHNICAL UNIVERSITY OF DENMARK , DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, BUILDING MATERIALS LABORATORY, 1985.

[56] J.Y LIU., J.J. ZAHN & E.L. SCHAFFER,- RELATION RATE MODEL FOR THE FATIGUE STRENGTH OF WOOD. WOOD AND FIBER SCIENCE, -VOL. 26 – N1 – 1994.

[57] P. W.BONFIELD, J. M., DINWOODIE M. P. ANSELL, & C. L HACKER,- FATIGUE AND CREEP OF CHIPBOARD. PART 1: FATIGUE AT R=0.01. WOOD SCIENCE AND TECHNOLOGY. - VOL.28 – 1994.

[58] G. VALENTIN, P. VIGNOLLES, RATE OF LOADING AND DURATION OF LOAD EFFECTS IN BENDING FOR MARINE PINE. INT. TIMB. ENG.CONF.LONDON, VOL.4 SEPT.1991 PP. 156-163.

[59] A.VERGNE ET AL- COMPORTEMENT MECANIQUE DES ASSEMBLAGES DES STRUCTURES BOIS PREVISIONS DE LEUR DUREE DE VIE. RAPPORT DE L'OPERATION FINANCEE PAR LE MENESR 1995.

[60] K.J. FRIDLEY, R.C. TANG, L.A. SOLTIS, - CREEP BEHAVIOUR MODEL FOR STRUCTURAL LUMBER. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING -VOL. 118 – N8 –1992.

[61] K.J. FRIDLEY, R.C. TANG, L.A. SOLTIS,- LOAD-DURATION EFFECTS IN STRUCTURAL LUMBER: STRAIN ENERGY APPROACH. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING -VOL. 118 – N9 – 1992.

[62] Z .NAFA, M. CHAPLAIN, ENDOMMAGEMENT DU BOIS LAMELLÉ-COLLÉ SOUMIS A UN CHARGEMENT DE TORSION CYCLIQUE, EUROPEAN JOURNAL OF ENVIRONMENTAL AND CIVIL ENGINEERING; VOL.12/9-10,2008, PP 1123-1135.

[63] Z .NAFA, ETUDE DU COMPORTEMENT DE POUTRE EN BOIS LAMELLE COLLE SOUS TORSION CYCLIQUE, THESE DE DOCTORAT D'ETAT EN GENIE CIVIL UNVERSITE BADJI MOKHTAR , ANNABA ,2007 .

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

Figure I.1.	Différentes échelles du bois	3
Figure I.2.	Coupe d'un tronc d'arbre	5
Figure I.3.	Plan ligneux d'un résineux	6
Figure I.4.	Plan ligneux d'un feuillu:	7
Figure I.5.	Modèle d'orthotropie pour le bois : L, T, R	8
Figure I.6.	Schéma de coupes des plans ligneux	8
Figure I.7.	Schéma de comportement du bois (direction \parallel aux fibres)	12
Figure I.8.	Exemple de comportement suivant les directions transversale, radiale et tangentielle	12
Figure I.9.	Lois (σ - ε) en traction et en compression dans la direction du fil selon Campredon	13
Figure I.10.	Variation de densité et de pente de fil autour d'un nœud d'après Chazelas	14
Figure I.11.	Influence de la pente du fil au voisinage du nœud sur la résistance du bois	15
Figure I.12.	Réduction de la résistance est importante autour du nœud	15
Figure I.13.	Exemple de poutre droite en lamellé collé	16
Figure I.14.	Orientation des plis d'une plaque de Kerto-LVL	18
Figure I.15.	Caractéristiques mécaniques du bois massif (C24), du lamellé collé (GL32) et du LVL (H =12%) (Désignation EC5)	19
Figure I.16.	Isothermes hygroscopiques de 0, 20, 60 et 100 °C (degrés Celsius) de l'épicéa.	22
Figure I.17.	Isotherme de sorption du matériau LVL (Kerto-S)	23
Figure I.18.	Essai de rupture en traction du bois à plusieurs taux d'humidité	23
Figure I.19.	Fluage et recouvrance dans le bois sous climat constant et variable.	24
Figure I.20.	Résistance à la traction parallèle à d'éprouvettes d'épicéa pour différents signaux périodiques à 1Hz	25
Figure I.21.	Exemple de la poutre d'Euler	27

Figure I.22. Exemple de déversement d'une poutre soumise à une flexion par rapport à l'axe fort de la section transversale	29
Figure I.23. Poutre déversée avec déplacements induits	30
Figure I.24. Déplacements généralisés d'une poutre déversée	31
Figure I.25. Couplage de deux modes de flambements	33
Figure II.1. Premier dispositif de flambement	36
Figure II.2. Ancien dispositif de flambement et représentation des efforts parasites	37
Figure II.3. Dispositif de flambement amélioré	37
Figure II.4. La presse hydraulique de capacité 20T et le dispositif de mesure	38
Figure II.5. Géométrie des éprouvettes testées	39
Figure II.6. a) Détail du début de tests cycliques b) Histoire du chargement réel des essais cycliques de post flambement (fréquence égale 1 Hz).	41
Figure II.7. Comportement en essai statique d'une éprouvette LVL avec ou sans lubrification des appuis.	42
Figure II.8. Dispositifs de flexion 3 points	43
Figure II.9. a) Exemple de courbe force-déplacement sous un chargement monotone à 1mm/min : détermination de F_e (Force d'instabilité) – b) Protocole du chargement cyclique adimensionnel et niveau de charge SL_{e50} de référence (Force/ F_{e50})	44
Figure II.10. a) Déplacement traverse de la machine - b) Différence entre le signal programmé et le déplacement traverse	44
Figure II.11. Dispositif d'essais de torsion	45
Figure II.12. Eprouvette de torsion (LVL)	45
Figure II.13. Exemple d'évolution couple-rotation avant et après les essais de fatigue	47
Figure II.14. Consignes de pilotage	47
Figure III. 1 Exemple de courbes (force-déplacement) pour les trois types d'éprouvettes obtenues durant les essais monotones	50
Figure III. 2 Distribution cumulée du déplacement longitudinal δ_e pour les trois types de bois testés.	50
Figure III. 3 Endommagement par compression avant rupture par traction	51

Figure III. 4 Rupture brutale par traction du bois massif	51
Figure III. 5 Décollement des lamelles de la zone tendue du LVL	52
Figure III. 6 Rupture de la lamelle la plus faible pour le LC.	52
Figure III. 7 Exemple d'évolution des contraintes à mi hauteur de la poutre en fonction de l'excentricité au milieu de la poutre (bois massif)	55
Figure III. 8 Exemple d'évolution des contraintes à mi hauteur de la poutre en fonction du déplacement traverse (cas d'un essai sur du bois massif)	56
Figure III. 9 Exemple d'évolution de la force dans la section centrale en fonction de l'excentricité lors de l'essai cyclique pour le bois massif.	57
Figure III. 10 Exemple d'évolution du moment dans la section centrale en fonction de l'excentricité lors de l'essai cyclique pour le bois massif.	57
Figure III. 11 Exemple de résultats d'essais statiques avec le deuxième dispositif sans lubrifiant ($l_f=0,64.l$) et avec lubrifiant ($l_f = l$)	58
Figure III.12 Force d'instabilité F_e (expérimentale) en fonction de la force critique d'Euler	59
Figure III. 13 Distribution cumulée expérimentale (essais monotones) et théorique (calcul à partir de E)	59
Figure III. 14 Exemple de comparaison de l'évolution de la force en fonction du déplacement entre l'essai monotone et l'essai cyclique (bois massif)	61
Figure III. 15 Exemple d'évolutions de la force en fonction du déplacement de la traverse et des contraintes à mi hauteur de la poutre(LVL)	61
Figure III.16 Des contraintes à mi-hauteur de la poutre en fonction de l'excentricité (LVL)	62
Figure III. 17 Nombre de cycles« à rupture »des essais de torsion en fonction du niveau de chargement SL_r en fonction de R	64
Figure IV.1. Définition de la surface effective	70
Figure IV.2. Contrainte effective notée σ' : équivalence en déformation	71
Figure IV.3. Mesure de l'endommagement à partir de E'	72
Figure IV.4. Energie dissipée par écoulement 1 et par endommagement 2	74
Figure IV.5. Courbes de Wood ou « courbe de Madison »	75
Figure IV.6. Prévisions du modèle Barrett et Foschi II, a) durée de vie en flexion, b) évolution de D pendant le fluage	77

Figure IV.7. Courbes de Wöhler du modèle de Barrett et Foschi II pour des essais d'enfoncement cyclique	77
Figure IV.8. modèle de Kelvin-Voigt	78
Figure IV.9. Modèle rhéologique de Fridley	80
Figure IV.10. exemple de courbe force - déplacement pour l'épicéa.	82
Figure IV.11. Contraintes apparentes extrêmes en compression et traction (au milieu de la poutre).	83
Figure IV.12. Evolution du dommage en fonction du nombre réduit de cycle à la rupture pour les trois types de bois	84
Figure IV.13. Zoom sur les premiers cycles et détermination de K_0	85
Figure IV.14. Détermination de W_0	85
Figure IV.15. Dégradation progressive de l'énergie dissipée W de la rigidité K en fonction du nombre de cycles	86
Figure IV.16. Evolution des indicateurs d'endommagement calculés à partir de la perte de rigidité K (D_k), énergie dissipée $W(D_w)$ et de l'évolution des contraintes (D).	87
Figure IV.17. Comparaison de l'évolution de l'énergie dissipée et la rigidité apparente par rapport au dommage D (modèle de Maxwell avec $(\delta(t) = a + b \sin(2\pi f t))$ et $f=1\text{Hz}$)	88
Figure IV.18. Comparaison de l'évolution de la rigidité et l'énergie dissipée avec le dommage	88
Figure IV.19. (a) Evolution déformation angulaire maximum - cycle durant les essais cycliques (b): détermination du dommage D à partir de « p » et des variations de rigidité (G) - Essais de torsion cycliques .	90
Figure IV.20. Nombre de cycles à rupture des essais de flambement en fonction de δ_e/δ_{e50}	91
Figure IV.21. Durée de vie des deux essences : Fe50/Fe (niveau de charge $SL=SL_{e50}$. Fe50/Fe) en fonction du nombre de cycles avant instabilité	93
Figure IV.22. (a) Nombre de cycles « à rupture » des essais de torsion en fonction du niveau de chargement SL_r en fonction de R ($R=C_{\max}/C_{\min}$),. (b) Nombre de cycles à rupture des essais de flambement en fonction de δ_e/δ_{e50} .	95

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau I.1.</i> Exemple l'utilisation du bois de construction par essence.	4
<i>Tableau I.2</i> Exemple de caractéristiques élastiques et physiques (E,G) du bois en MPa (T.H.: teneur en eau en %)	11
<i>Tableau I.3</i> Exemple de valeurs du coefficient de Poisson pour le bois	11
<i>Tableau I.4.</i> Classes de résistance pour le BLC	17
<i>Tableau I.5.</i> Les constances élastiques du LVL	18
<i>Tableau I.6.</i> Résistance s moyennes des deux types de LVL	18
<i>Tableau II.1.</i> Caractéristiques géométriques, densité et humidité moyennes des éprouvettes testées en post flambement (Moy : moyenne, E.t.:Ecart type)	39
<i>Tableau II.2.</i> Dimensions moyennes des éprouvettes testées en pré flambement	39
<i>Tableau III.1.</i> Valeurs moyennes des forces et des déplacements à l'instabilité pour les 3 types de bois.	49
<i>Tableau III.2.</i> Résultats des essais cycliques pour le bois massif.	53
<i>Tableau III.3</i> Résultats des essais cycliques pour le lamellé-collé.	54
<i>Tableau III.4</i> Résultats des essais cycliques pour le LVL	54
<i>Tableau III.5</i> Résultats des essais cycliques pour le LVL – 2ème campagne	55
<i>Tableau III.6</i> Résultats des essais monotones.	60
<i>Tableau III.7</i> Valeurs moyennes du module de Young longitudinal et de la force d'Euler (F_{ef}) obtenues à partir d'essais de flexion avant et après essais cycliques	60
<i>Tableau III.8</i> Valeurs moyennes et écart types des couples C_{15° , C_{75° ,et des modules de cisaillement G.	62
<i>Tableau III.9</i> Valeurs moyennes et écart types des densités et de l'endommagement D_{crit} .	63
<i>Tableau III.10</i> Résultats des essais cycliques pour le LVL	65